



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID



ESCUELA UNIVERSITARIA DE ARQUITECTURA TÉCNICA DE MADRID

TESIS DOCTORAL

**EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO  
MECÁNICO, ESTRUCTURAL Y FRENTE  
A LA CORROSIÓN, DE UNA NUEVA  
ARMADURA DE ACERO INOXIDABLE  
DÚPLEX BAJO EN NÍQUEL**

AUTOR: EDUARDO MEDINA SÁNCHEZ

DIRECTORES: Dr. ALFONSO COBO ESCAMILLA  
Dr. DAVID MARTÍNEZ BASTIDAS

Madrid, Septiembre de 2012







## **AGRADECIMIENTOS**

Quiero agradecer a mis directores el Dr. D. Alfonso Cobo Escamilla, Catedrático de Escuela Universitaria de Arquitectura Técnica de Madrid, y el Dr. D. David Martínez Bastidas, Investigador Ramón y Cajal del Centro Nacional de Investigaciones Metalúrgicas CENIM-CSIC, la confianza que me han otorgado, sin cuyas orientaciones, asesoramiento, enseñanzas y estímulo continuo, no hubiera sido posible este trabajo.

A la Escuela Universitaria de Arquitectura Técnica de Madrid y al Departamento de Construcciones Arquitectónicas y su Control, por el apoyo moral, económico y de medios prestado en todo momento.

A mis compañeros del Laboratorio de Materiales de Construcción de la Escuela, por su total disponibilidad y colaboración y, en especial a D. Santiago Villa Ortega, cuya ayuda ha sido fundamental para la realización de los ensayos mecánicos y la fabricación de las vigas de hormigón y las probetas de mortero.

Al personal del CENIM-CSIC, por su amabilidad y colaboración en el desarrollo de este trabajo.

A ARMACENTRO S.A., ACERINOX S.A. y ROLDÁN S.A. por el suministro de los aceros corrugados, inoxidables y al carbono, utilizados en este trabajo.

También quiero expresar mi gratitud, junto a mis directores de tesis, al Plan Nacional de I+D+i, por la financiación del Proyecto BIA2011-27182.

A Maria José.

## RESUMEN

La durabilidad de las estructuras de hormigón armado no es ilimitada, en especial en determinados ambientes. El ingreso de agentes agresivos en el hormigón, fundamentalmente dióxido de carbono e iones cloruros, rebasando el espesor del recubrimiento y alcanzando las armaduras, reducen el alto pH del hormigón hasta alcanzar un umbral crítico, por debajo del cual, el acero queda despasivado. Posteriormente, si existe el suficiente aporte de humedad y oxígeno, el acero se corroe, lo que supone drásticas reducciones de la vida de servicio de estas estructuras y su inevitable reparación.

La utilización de armaduras de acero inoxidable es una alternativa que está recibiendo cada vez más consideración. Su resistencia a la corrosión en los ambientes más agresivos, incluso con ataque de cloruros, lo convierte en el material idóneo para prolongar de forma muy considerable la vida útil de la estructura.

En este trabajo se ha evaluado el comportamiento mecánico y estructural, y de resistencia a la corrosión, de un nuevo acero inoxidable dúplex de bajo contenido en níquel, el EN 1.4482 (AISI 2001), y se ha comparado con el inoxidable austenítico más utilizado, el EN 1.4301 (AISI 304), con el dúplex EN 1.4362 (AISI 2304) y con el tradicional acero al carbono B-500-SD.

El estudio mecánico y estructural se ha realizado en tres niveles diferentes: a nivel de barra, estudiando las propiedades mecánicas y de ductilidad de los cuatro aceros citados; a nivel de sección, estudiando su comportamiento a flexión con diferentes cuantías de armado por medio de los diagramas momento-curvatura; y a nivel de pieza, ensayando una serie de vigas armadas con diferentes aceros y cuantías, y comprobando su comportamiento a desplazamiento y resistencia por medio de los diagramas carga-desplazamiento.

El estudio de resistencia a la corrosión se ha realizado embebiendo barras corrugadas, de los tres aceros inoxidables mencionados, en probetas de mortero contaminadas con diferentes cantidades de cloruros, y realizando mediciones electroquímicas durante un periodo de al menos un año. Se han preparado probetas de mortero para dos comparativas diferentes. La primera, manteniendo las probetas en un desecador con el 95 % de humedad relativa durante todo el periodo de mediciones. La segunda, sumergiendo parcialmente las probetas en una solución tampón para carbonatar el mortero.

Los resultados de los ensayos mecánicos han demostrado dos aspectos diferentes. Uno, que las armaduras de acero inoxidable tienen un comportamiento muy similar a las de acero al carbono en lo referente a las resistencias alcanzadas, en el límite elástico y en rotura, pero distinto en cuanto al módulo de deformación longitudinal, cuyo valor es claramente inferior al del acero al carbono, por lo que su utilización en las estructuras de hormigón necesita tener en cuenta ese dato en los análisis lineales de

cálculo. El segundo aspecto es que las armaduras de acero inoxidable laminadas en caliente presentan una ductilidad muy superior a las de acero al carbono, por lo que ofrecen una mayor seguridad frente a su rotura o al colapso de la estructura, lo que se debe tener en cuenta en el análisis de cálculo plástico. En cambio, las armaduras de acero inoxidable laminadas en frío sólo cumplen con los límites mínimos de ductilidad establecidos en la instrucción EHE-08 para los aceros soldables, y no para los aceros con características especiales de ductilidad.

El estudio a nivel de sección refleja la paradoja de obtener secciones menos dúctiles con las armaduras de acero inoxidable laminadas en caliente que con las armaduras de acero al carbono. Para subsanarlo, se definen los conceptos de curvatura última de rotura y ductilidad de la sección en rotura, que tienen en cuenta las altas deformaciones alcanzadas por las armaduras de acero inoxidable.

Los resultados a nivel de pieza permiten identificar el comportamiento estructural del hormigón armado con barras corrugadas de acero inoxidable y compararlo con el de las estructuras de hormigón armado convencionales, verificando los resultados experimentales con los teóricos obtenidos con la formulación recogida en la instrucción EHE-08.

Los ensayos de resistencia a la corrosión por cloruros demuestran, durante el primer año y medio de vida de las probetas, un comportamiento muy similar entre el nuevo acero inoxidable dúplex bajo en níquel y el austenítico y el dúplex utilizados para la comparación, incluso para las probetas carbonatadas.

Por último, se añade una comparativa económica, realizada sobre dos edificaciones tipo, para cuantificar el sobrecoste que supone la utilización de armaduras de acero inoxidable respecto a las de acero al carbono. El alto coste inicial de las armaduras de acero inoxidable se ve compensado en el coste final de la estructura de muy diferentes formas, principalmente dependiendo del grado de acero elegido y de si se emplean en el total de la estructura o solamente en los elementos más expuestos.

## ABSTRACT

The durability of the concrete structures is limited, especially in certain environments. The attack of aggressive agents in the concrete, mainly carbon dioxide and chloride ions, penetrating the thickness of concrete cover and reaching the reinforcements, reduce the high pH of concrete to the point of reaching a critical threshold, under which, the steel despassivates. Therefore, if there is enough humidity and oxygen, the steel corrodes, causing drastic reductions in the service life of these structures and its inevitable repair.

Despite the high initial cost compared to carbon steel, the usage of stainless steel reinforcements is an alternative with a major consideration nowadays. Its resistance to corrosion in the most aggressive atmospheres, including chlorides attack, makes the stainless steel a suitable material to extend considerably its lifetime.

In this study, it's been evaluated the mechanical and structural behaviour, and the corrosion resistance, of a new low-nickel duplex stainless steel EN 1.4482 (AISI 2001), and it has been compared with the most widely used austenitic type EN 1.4301 (AISI 304), with duplex steel EN 1.4362 (AISI 2304) and with the traditional carbon steel B-500-SD.

The mechanical and structural study has been carried out in three different levels: bar level, studying mechanical properties and ductility of the four steels; section level, studying its behaviour when blending with different amounts of reinforcement through the moment-curvature diagrams; and structural element level, testing a series of reinforced beams with different steels and amounts, and checking its sag and resistance through the load-deflection diagrams.

The corrosion resistance study was performed by embedding ribbed bars, using the three stainless steel listed, on mortar specimens contaminated with different amounts of chlorides, and taking electrochemical measurements over a period of at least one year. Mortar specimens have been prepared for two different comparisons. The first, keeping the specimens at 95% of relative humidity during the measurement period. The second, immersing the specimens partially in a carbonate buffer solution.

The results of those tests have proved two different aspects. Firstly, that stainless steel reinforcements show a very similar behaviour to carbon steel, according to the reached levels of mechanical resistance, yield stress and steel strength, but a different behaviour in Young's modulus, which value is clearly lower than the carbon steel. Therefore, when using in concrete structures it is need to consider on that point the existing calculus of linear analysis. The second aspect is that stainless steel reinforcement manufactured by hot-rolling process show a very higher ductility than carbon steel, offering a better security on cracks or structure collapse, which it has to be taken into account on plastic calculus analysis. However, the stainless steel reinfor-



cement cold-rolled bars only meet the minimum thresholds of ductility established by EHE-08 for welded steel, and not for steels with special ductility.

The results at the section level reflect the paradox of getting less ductile sections with hot rolled stainless steel reinforcement than with carbon steel reinforcements. To overcome that, the concepts of last break curvature and break ductility section have been defined, which take into account the high deformation value achieved by stainless steel reinforcements.

The results at the structural element level allow to identify the structural behaviour of reinforced concrete with stainless steel reinforcements and compared with that of conventional steel reinforcement, contrasting the experimental with the theoretical results obtained from the formulation contained in the instruction EHE-08.

Tests on resistance of chloride corrosion show during the first year and a half of specimens life, a similar behaviour between the new low nickel duplex stainless steel and austenitic and duplex used for comparison, even for carbonated specimens.

Finally, it has been included an economic comparison on two different building types, to quantify the additional cost involved on the use of stainless steel reinforcement compared to that of carbon steel. The high initial cost of stainless steel reinforcements is offset in the final cost of the structure in many different ways, mainly depending on the chosen steel grade and whether the reinforcement is used in the total structure or only in risky structural elements.

# ÍNDICE

<b>RESUMEN .....</b>	<b>4</b>
Capítulo 1 .....	13
<b>MOTIVACIÓN Y OBJETIVOS</b>	
1.1 Motivación .....	13
1.2 Objetivos .....	15
1.3 Hipótesis de partida .....	16
Capítulo 2 .....	17
<b>INTRODUCCIÓN</b>	
2.1 Durabilidad del hormigón armado .....	17
2.1.1 Durabilidad de las estructuras de hormigón .....	17
2.1.2 Sistemas de prevención y de protección .....	18
2.2 Las armaduras de acero inoxidable .....	18
2.2.1 Definición y clasificación de los aceros .....	18
2.2.2 Breve historia del acero inoxidable .....	19
2.2.3 Tipos, características y aplicaciones de los aceros inoxidables .....	21
2.2.4 Antecedentes de las armaduras de acero inoxidable .....	23
2.2.5 Características de las armaduras de acero inoxidable .....	24
2.2.5.1 Resistencia a la corrosión .....	24
2.2.5.2 Comportamiento tenso-deformacional .....	27
2.2.6 Normativa existente .....	29
2.2.7 Usos actuales del armado de acero inoxidable .....	30
2.3 Características exigibles a la armaduras de hormigón armado .....	30
2.3.1 Introducción .....	30
2.3.2 Ductilidad .....	31
2.3.2.1 Concepto de ductilidad. Razones para la ductilidad .....	31
2.3.2.2 La ductilidad en las diferentes normativas .....	32
2.3.2.3 Concepto de acero equivalente .....	33
2.4 Diagrama Momento-Curvatura de una sección .....	39

Capítulo 3 .....	43
<b>TÉCNICAS EXPERIMENTALES</b>	
3.1 Introducción .....	43
3.2 Ensayo a tracción de armaduras .....	43
3.3 Dureza Vickers .....	45
3.4 Ensayo a flexión de vigas de hormigón .....	46
3.5 Medidas electroquímicas de la corrosión .....	48
3.5.1 Mecanismo de la corrosión de las armaduras .....	48
3.5.2 Técnicas electroquímicas para el estudio de la corrosión en armaduras ...	51
3.5.2.1 Introducción .....	51
3.5.2.2 Potencial de corrosión .....	52
3.5.2.3 Resistencia de polarización .....	53
3.5.2.4 Corrosión por picaduras .....	58
3.5.2.5 Técnica de pulsos .....	60
Capítulo 4 .....	63
<b>ESTUDIO A NIVEL DE BARRA</b>	
4.1 Introducción .....	63
4.2 Trabajo experimental .....	64
4.3 Resultados .....	68
4.3.1 Resultados de los ensayos de tracción .....	68
4.3.2 Resultados de los ensayos de dureza Vickers .....	72
4.3.3 Micrografías .....	73
4.3.4 Resultados de los cálculos de ductilidad .....	73
4.4 Análisis y discusión .....	77
4.5 Conclusiones .....	87
Capítulo 5 .....	89
<b>ESTUDIO A NIVEL DE SECCIÓN</b>	
5.1 Introducción .....	89
5.2 Metodología utilizada .....	90
5.3 Resultados obtenidos .....	97
5.4 Análisis y discusión .....	101
5.5 Conclusiones .....	107
Capítulo 6 .....	109
<b>ESTUDIO A NIVEL DE PIEZA</b>	
6.1 Introducción .....	109
6.2 Trabajo experimental .....	110
6.3 Resultados .....	112
6.4 Análisis y discusión .....	123
6.5 Conclusiones .....	127

Capítulo 7 .....	129
<b>COMPORTAMIENTO FRENTE A LA CORROSIÓN POR CLORUROS</b>	
7.1 Introducción .....	129
7.2 Trabajo experimental .....	132
7.3 Resultados .....	135
7.4 Análisis y discusión .....	142
7.5 Conclusiones .....	145
Capítulo 8 .....	147
<b>EFFECTO DE LA CARBONATACIÓN Y LA PRESENCIA DE CLORUROS EN ARMADURAS EMBEBIDAS EN MORTERO</b>	
8.1 Introducción .....	147
8.2 Trabajo experimental .....	149
8.3 Resultados .....	152
8.4 Análisis y discusión .....	158
8.5 Conclusiones .....	165
Capítulo 9 .....	167
<b>ESTUDIO ECONÓMICO</b>	
9.1 Introducción .....	167
9.2 Edificio de viviendas .....	169
9.2.1 Introducción .....	169
9.2.2 Datos de partida .....	170
9.2.3 Comparativas económicas .....	174
9.3 Aparcamiento subterráneo .....	177
9.3.1 Datos de partida .....	177
9.3.2 Comparativa económica .....	179
9.4 Conclusiones .....	180
Capítulo 10 .....	181
<b>CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN</b>	
10.1 Conclusiones finales .....	181
10.2 Futuras líneas de investigación .....	184
<b>BIBLIOGRAFÍA</b> .....	185

## Capítulo 1

# MOTIVACIÓN Y OBJETIVOS

## 1.1 MOTIVACIÓN

Las estructuras de hormigón armado se plantearon inicialmente con una durabilidad prácticamente ilimitada. Así debía de ser, al menos teóricamente, gracias a la alta alcalinidad del hormigón que protege de la corrosión a sus armaduras de acero al carbono. Sin embargo, el ingreso de agentes agresivos en el hormigón, fundamentalmente dióxido de carbono e iones cloruro, rebasando el espesor del recubrimiento de hormigón y llegando hasta las armaduras, reducen el pH en grandes áreas o localmente y provocan la despasivación del acero. Posteriormente, si existe el suficiente aporte de humedad y oxígeno, el acero se corroe, lo que supone drásticas reducciones de la vida de servicio de estas estructuras y su inevitable protección o reparación.

El empleo progresivo de cementos de mayores resistencias, que se conseguían aumentando la finura de molido y el contenido de silicato tricálcico, la mejora de las técnicas de fabricación y la dosificación a base de adiciones que mantenían las resistencias requeridas del hormigón, hizo que se ahorrara en contenido de cemento, se incrementara la porosidad y los problemas de retracción, y disminuyera el pH, acortando la durabilidad de la estructura [Gállico, J.M.; 2003] [Fernández, M.; 2006]. A modo de ejemplo, se puede decir que la vida de servicio de los puentes de hormigón era de 100 años en la década de 1950, de 75 años en la década de 1970 y de sólo 50 años a finales del siglo XX [Flaga, K.; 2000].

Y según el informe HOAR, un estudio realizado en 1970 en Inglaterra, por una comisión presidida por el Dr. T.P. Hoar, se estima que los costes anuales directos originados por reparaciones debidas a la corrosión alcanzan alrededor del 3,5% del PIB de una nación, de los que un 18% corresponden a vivienda y construcción [Otero, E.; 1997].

Para evitar este problema, se han realizado diferentes propuestas, como la mejora de la calidad del recubrimiento de hormigón, la adición de inhibidores de corrosión en su masa o la instalación de protección catódica. Sin embargo, ninguno de estos métodos consigue demorar la corrosión más allá de la vida de diseño de la estructura [Gedge, G.; 2000]. Los datos sobre el rendimiento de los inhibidores de corrosión a largo plazo en estructuras reales son muy limitados, y cuando el proceso de corrosión está avanzado su eficiencia disminuye [Söylev, T.A.; 2008]. Por su parte, la protección catódica exige aplicar un potencial a las armaduras de forma permanente en el tiempo, lo que tiene el inconveniente del necesario control y el personal cualificado durante la vida útil de la estructura [Cobo, A.; 2001].

Métodos como la realcalinización electroquímica o la eliminación electroquímica de cloruros, si bien son capaces de minimizar las causas de la corrosión, no son suficientes para detener el proceso de corrosión si las armaduras ya se encuentran en estado activo, por lo que se deben utilizar como métodos preventivos y no como métodos de rehabilitación [Miranda, J.M., et al; 2007] [Bastidas, D.M., et al; 2008].

Otras propuestas, libres de mantenimiento, sustituyen la armadura tradicional de acero al carbono por sistemas o materiales inmunes o que ofrecen una resistencia superior a la corrosión. Se trata de las armaduras de acero al carbono recubiertas con epoxi, las armaduras galvanizadas, las barras de polímeros reforzados con fibras de carbono y las armaduras de acero inoxidable. Las dos primeras presentan el inconveniente del deterioro que puede sufrir la capa protectora durante el transporte o su manipulación, dejando puntos susceptibles de ataque por los que la corrosión puede avanzar incluso por debajo de dicha capa [Wiss, Janney, Elstner Associates, Inc.; 2006]. Respecto a las barras de polímeros, están en fase de desarrollo y presentan un coste elevado.

Uno de los métodos más fiables para asegurar la durabilidad de las estructuras de hormigón expuestas a ambientes agresivos es el empleo de armaduras de acero inoxidable. Se ha demostrado en numerosas construcciones, como el embarcadero de Progreso, en México, construido en 1941. Las experiencias sobre su aplicación se basan principalmente en el uso de aceros inoxidables del tipo austeníticos [Gedge, G.; 2008], y en menor medida, del tipo dúplex. Sin embargo, este último, por su menor coste económico al contener menos níquel, está teniendo cada vez más una presencia mayor en el mercado.

Estos materiales no se han contemplado de forma explícita en las normativas españolas relativas al hormigón estructural, tanto en las instrucciones EH o EP hasta el año 1998, como en las posteriores instrucciones EHE, de 1998 y la actualmente en vigor de 2008, la EHE-08 [Comisión Permanente del Hormigón; 2008]. Sin embargo, existe una norma UNE que establece los tipos de acero, características geométricas y ponderales, así como los métodos de ensayo para los alambres corrugados de acero inoxidable austenítico utilizados como armaduras [AENOR UNE 36-067-94; 1994].

En otros países existen normas que contemplan las armaduras de acero inoxidable [ASTM; 2009 b] [British Standards Institution; 2009], sin embargo estos documentos se fundamentan en las normas establecidas para el acero al carbono, debido al escaso conocimiento del comportamiento de estructuras de hormigón con armaduras de acero inoxidable.

Por otra parte, la mayoría de los trabajos y estudios actuales sobre las armaduras de acero inoxidable se centran en analizar sus cualidades de resistencia a la corrosión, pero son una minoría los que estudian sus propiedades mecánicas (a nivel de material) y estructurales (a nivel de sección y de elemento estructural), aunque es ampliamente conocido que el acero inoxidable tiene diferente comportamiento estructural que el acero al carbono [Gardner, L.; 2008].

La aparición en el mercado de una nueva armadura elaborada con un acero inoxidable dúplex de bajo contenido en níquel (entre el 1,5 y el 3%), el EN 1.4482 (AISI 2001), que tiene un precio medio un 30% más barato que las fabricadas con el acero inoxidable austenítico EN 1.4304 (AISI 304), y un 20% que con el acero dúplex EN 1.4362 (AISI 2304), la convierte en una opción muy a considerar para el armado de estructuras de hormigón en Clase General de Exposición III (estructuras a menos de 5 km de la costa, en zona de mareas o sumergidas) y IV (estructuras en contacto con agua que presentan un

contenido elevado de cloruros no relacionados con el ambiente marino, como por ejemplo, las piscinas y las estaciones de tratamiento de agua) según la instrucción EHE-08, por lo que se ha elaborado este trabajo para evaluar dicha armadura desde el punto de vista mecánico, estructural y de resistencia a la corrosión por cloruros y por procesos de carbonatación.

## 1.2 OBJETIVOS

El objetivo de este trabajo es evaluar el comportamiento mecánico, estructural y de resistencia a la corrosión de una nueva armadura de acero inoxidable dúplex de bajo contenido en níquel, el EN 1.4482 (AISI 2001). Para ello, se va a comparar dicha armadura con:

- Las armaduras elaboradas con el conocido acero inoxidable austenítico EN 1.4301 (AISI 304), el dúplex EN 1.4362 (AISI 2304), y las tradicionales de acero al carbono B-500-SD, a fin de evaluar las diferencias mecánicas y de ductilidad entre ellas y su repercusión en el comportamiento estructural.
- Las armaduras elaboradas con acero inoxidable austenítico EN 1.4301 (AISI 304) y dúplex EN 1.4362 (AISI 2304), para analizar la resistencia frente a la corrosión por cloruros y en procesos de carbonatación.

El estudio mecánico y estructural se va a realizar en tres niveles:

- Estudio a nivel de barra: se compararán las características mecánicas y los parámetros de ductilidad de los tres aceros inoxidables entre sí y con el acero al carbono, para comprobar que los aceros inoxidables son igualmente válidos y, en su caso, cuales son las características mecánicas diferentes.
- Estudio a nivel de sección: se obtendrán analíticamente, por iteración, los diagramas Momento-Curvatura de dos secciones tipo de viga de hormigón, una viga plana y otra de canto, armadas en varios supuestos de cuantía con acero inoxidable y con acero al carbono, comparando los resultados entre sí.
- Estudio a nivel de pieza estructural: se ensayarán a flexión varias vigas tipo, armadas con diferentes cuantías de acero inoxidable y acero al carbono, para obtener empíricamente los diagramas Carga-Desplazamiento de cada uno de los casos y examinar la fisuración de las piezas. Se compararán dichos resultados con los que se obtengan de forma teórica, según la formulación adoptada en la actual instrucción EHE-08 para las armaduras de acero al carbono, y se evaluarán las posibles diferencias de comportamiento entre ambos aceros.

La resistencia frente a la corrosión se va a estudiar embebiendo barras corrugadas de los tres aceros inoxidables citados en probetas de mortero contaminado con diferentes concentraciones de cloruros, y realizando mediciones electroquímicas durante un periodo mínimo de un año para comparar los resultados obtenidos entre los tres aceros.

Se van a preparar probetas de mortero para dos estudios diferentes:

- Uno, con barras corrugadas de diámetro Ø8 mm, manteniendo las probetas en un desecador con el 95 % de humedad durante todo el periodo de mediciones.
- Otro, con barras corrugadas de diámetro Ø6 mm y sumergiendo parcialmente las probetas en una solución tampón con pH 9 para carbonatar el mortero.

En las mediciones electroquímicas se registrará la evolución del potencial de corrosión y se aplicará el método de resistencia de polarización y la técnica de pulsos potencioestáticos para obtener los valores de intensidad de corrosión, comparando los resultados de ambos métodos entre sí.

Por último, a partir de los precios actuales en el mercado de las armaduras elaboradas con los cuatro aceros estudiados, se va a calcular la repercusión económica que tendría en el coste de la construcción utilizar las armaduras de acero inoxidable. Para ello se realizarán diversas hipótesis de armado en dos edificaciones tipo diseñadas al efecto: un edificio de viviendas y un aparcamiento subterráneo, supuestos en una Clase de Exposición IIIa según la instrucción EHE-08.

El conocimiento del comportamiento mecánico y estructural de las armaduras de acero inoxidable, la evaluación de la resistencia a la corrosión por cloruros de la nueva armadura dúplex de bajo contenido en níquel y su comparación con las otras armaduras de acero inoxidables ya conocidas, y la repercusión económica de su utilización en el coste de la edificación, nos permitirá determinar las variables para la utilización práctica de dichas armaduras en las estructuras de hormigón para edificación.

### **1.3 HIPÓTESIS DE PARTIDA**

Los nuevos aceros inoxidables son materiales idóneos para armar elementos estructurales en edificación que se encuentren sometidos a ambientes donde pueden ingresar iones cloruro por los siguientes motivos:

- Su contenido mínimo del 10,5% de cromo [AENOR UNE-EN 10088-1; 2006 a] garantiza su pasividad ante la corrosión en términos generales, pero unido a otros aleantes lo convierte en resistente a los ataques de cloruros, máxime con la protección que le ofrece adicionalmente el recubrimiento de hormigón.
- Su alto coste económico inicial, en la actualidad sobrepasan aproximadamente entre 4 y 7 veces el coste de las armaduras de acero al carbono, se compensa con la superior vida útil alcanzada por la estructura sin necesidad de mantenimiento ni costes de reparación.

Como prácticamente no existe riesgo de corrosión galvánica por contacto entre el acero inoxidable y el acero al carbono [Abreu, C.M., et. al.; 2002] [Qian, S.; 2006] [Pérez-Quirós, J.T., et. al.; 2008], se pueden combinar ambos tipos de armadura en la misma estructura, de forma que las inoxidables se destinen únicamente a los elementos estructurales que estén expuestos a las agresiones ambientales (pilares vistos, aleros, voladizos, etc.) dejando el resto de la estructura interior, protegida por la fachada de la edificación, armada normalmente con acero al carbono.

El nuevo acero dúplex de bajo contenido en níquel AISI 2001 objeto de este estudio, conocidas sus características mecánicas y de resistencia a la corrosión, y por su precio un 30% más económico que los aceros austeníticos, puede resultar una opción muy a tener en cuenta.



## Capítulo 2

### **INTRODUCCIÓN**

#### **2.1 DURABILIDAD DEL HORMIGÓN ARMADO**

##### **2.1.1 DURABILIDAD DE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN**

La durabilidad de las estructuras de hormigón armado se encuentra limitada por los agentes que deterioran el hormigón y los que despasivan y/o corroen sus armaduras.

Entre los primeros se encuentran los sulfatos y los efectos de las heladas y la erosión. Son relativamente fáciles de evitar al confeccionar el hormigón, utilizando cementos resistentes a los sulfatos, aditivos que creen poros de pequeño diámetro y poco espaciados, o eligiendo áridos adecuados, respectivamente [Fernández Cánovas, M.; 2007].

La corrosión de las armaduras es el principal problema de durabilidad del hormigón, incluso en estructuras prematuramente deterioradas. Se produce si previamente se rompe la capa pasiva que protege al acero gracias a la alta alcalinidad del hormigón. Los principales agentes que intervienen son el dióxido de carbono y los cloruros.

El primero penetra a través de la red de poros del hormigón y lo carbonata, lo que rebaja el pH en grandes áreas y deja al acero desprovisto de su protección, es decir, despasivado. Si después hay aporte de humedad y oxígeno, el acero se corroe. Este proceso es frecuente en ambientes contaminados, zonas industriales y aparcamientos, aunque la carbonatación se produce para concentraciones de CO<sub>2</sub> muy bajas [Cobo, A.; 2001].

El segundo, los iones cloruro presentes en el agua de mar o en las sales de deshielo, reduce el pH del hormigón en zonas puntuales, provocando corrosión localizada por picadura. Es un proceso muy agresivo y difícil de evitar, habitual en estructuras situadas a menos de 5 km de la costa por las sales que transporta la niebla salina.

Existen otros factores menos importantes desencadenantes de la corrosión, pero siempre tienen en común que reducen el pH en grandes áreas o localmente.

Como los productos de corrosión tienen un volumen hasta 6,5 veces superior al propio acero [Otieno, M.; 2010], presionan sobre el recubrimiento de hormigón, superando su resistencia a tracción y provocando su rotura. Esto agrava el problema al dejar las armaduras más expuestas.

Las estructuras de hormigón en Clases de Exposición III ó IV requieren inspecciones con periodicidad más reducida, reparaciones más frecuentes y tienen un manteni-

miento más caro. La sustitución de las armaduras de acero dañadas por la corrosión durante la vida en servicio de la estructura puede suponer un incremento en el coste sobre el precio inicial de la estructura cercano al 20% [Smith, F.N.; 1999].

Por todo ello es conveniente aplicar sistemas que eviten la corrosión y alarguen la vida en servicio de las estructuras de hormigón, al menos de las expuestas a los ambientes más agresivos.

### **2.1.2 SISTEMAS DE PREVENCIÓN Y PROTECCIÓN**

Los métodos que se proponen para evitar la corrosión de las armaduras se dividen en dos grandes grupos [Andrade, C.; 1989]:

- Métodos que actúan sobre el hormigón: mejorando la calidad del recubrimiento, recubriendo el hormigón con productos protectores o adicionando inhibidores de corrosión.
- Métodos que actúan sobre las armaduras: como son los métodos electroquímicos (protección catódica, extracción electroquímica de cloruros o realcalinización electroquímica) o utilizando armaduras de acero al carbono recubiertas con epoxi o galvanizadas, barras de polímeros reforzados con fibras de carbono o armaduras de acero inoxidable.

Como se mencionó en el capítulo anterior, los primeros y los métodos electroquímicos incrementan la durabilidad de la estructura de forma limitada, la protección catódica requiere de un mantenimiento constante con personal cualificado y las armaduras de acero al carbono recubiertas con resinas epoxi y las galvanizadas tienen el inconveniente del deterioro que pueden sufrir durante el transporte y su manipulación.

El empleo de armaduras de acero inoxidable es el único método que ha demostrado su eficacia para lograr una gran durabilidad de las estructuras de hormigón, especialmente en ambientes agresivos y en presencia de cloruros. En la actualidad, a las armaduras de acero inoxidable sólo se les puede atribuir dos inconvenientes: el alto coste económico y la necesidad de elegir el tipo adecuado a cada caso para reducir dicho coste.

## **2.2 LAS ARMADURAS DE ACERO INOXIDABLE**

### **2.2.1 DEFINICIÓN Y CLASIFICACIÓN DE LOS ACEROS**

Se llama acero al material en el que el hierro es el predominante, el contenido de carbono es generalmente inferior al 2%, y contiene además otros elementos. Los aceros se clasifican, según su composición química, en aceros no aleados, aceros inoxidables y otros aceros aleados [AENOR UNE-EN 10020; 2001].

Los aceros no aleados son aquellos en los que el contenido de cualquiera de sus elementos es inferior al valor límite dado en la **Tabla 2.1**. Dentro de esta clase se incluyen los aceros no aleados de calidad, que son aquellos a los que se les exige requisitos de características específicas como, por ejemplo, tenacidad, tamaño de grano y/o deformabilidad. En éste grupo se encuentra el acero al carbono B-500-SD, el más empleado como armadura en España y el elegido para la comparativa del comportamiento mecánico y estructural con las de acero inoxidable.

Los aceros inoxidable son aceros que contienen un mínimo de 10,5% de cromo y un máximo de 1,2% de carbono (en algunos casos supera el 2%). Ambos límites son importantes para conseguir una buena resistencia a la corrosión. Algunos tipos de aceros inoxidable contienen además otros elementos aleantes. Los principales son el níquel y el molibdeno, y otros son el manganeso, el titanio, el niobio y el nitrógeno.

Los aceros inoxidable se subdividen en dos grandes grupos según su contenido en níquel, aleación importante por el alto costo económico que representa: de bajo contenido en níquel, cuando tiene menos del 2,5%, y el resto de los aceros inoxidable. En el primer grupo se encuentra la armadura objeto de esta tesis.

Por último, los otros aceros aleados son aquellos que, no cumpliendo con la definición de acero inoxidable, el contenido de al menos uno de sus elementos es igual o superior al valor límite dado en la **Tabla 2.1**.

**Tabla 2.1** Delimitación de las clases de acero no aleado y de acero aleado (análisis de colada). UNE-EN 10020:2001.

Elemento especificado		Contenido límite [% en masa]	Elemento especificado		Contenido límite [% en masa]
Al	Aluminio	0,30	Ni	Níquel	0,30
B	Boro	0,0008	Pb	Plomo	0,40
Bi	Bismuto	0,10	Se	Selenio	0,10
Co	Cobalto	0,30	Si	Silicio	0,60
Cr	Cromo	0,30	Te	Telurio	0,10
Cu	Cobre	0,40	Ti	Titanio	0,05
La	Lantánidos (a)	0,10	V	Vanadio	0,10
Mn	Manganeso	1,65 (b)	W	Tungsteno	0,30
Mo	Molibdeno	0,08	Zr	Circonio	0,05
Nb	Niobio	0,06	-	Otros (c)	0,10

(a) Considerados individualmente.

(b) Cuando el manganeso está definido sólo por un máximo, el valor límite es 1,80%, y la regla del 70% (cuando sólo está especificado un valor máximo en la norma, a efectos de clasificación, se debe considerar un valor del 70% de dicho valor máximo según la Tabla) no se aplica.

(c) Excepto carbono, fósforo, azufre y nitrógeno, cada uno individualmente.

## 2.2.2 BREVE HISTORIA DEL ACERO INOXIDABLE

La idea de alear acero y cromo se conoce desde 1821, pero el invento del acero inoxidable se atribuye a Harry Brearley (1871-1948), quien en 1908 fundó los laboratorios *Firth Brown* con el fin de investigar temas relacionados con el acero, bajo la financiación de las compañías líderes del sector en Sheffield, Inglaterra.

En 1912, un productor de armas le pidió resolver el problema de la erosión en el interior de los rifles a causa del calor y los gases. Se sabía que los aceros con aleación de cromo tenían un punto de fusión superior al de los aceros ordinarios. En 1913, Brearley realizó la primera colada industrial de acero inoxidable de tipo martensítico, que contenía un 13% de cromo y un 0,24% de carbono. Descubrió que el nuevo acero era muy resistente a los ataques químicos y a los ácidos como el vinagre o el limón y el producto de esta primera colada se empleó para la fabricación de cuchillos.

Durante el mismo año 1912, en la empresa alemana *Krupp* se estaban estudiando los efectos de la adición de níquel a la fundición. A base de pruebas, obtuvieron un acero más resistente a los ácidos que el descubierto por Brearly. Uno de sus empleados, el metalurgista Pasel, solicitó en 1912 dos patentes (concedidas posteriormente en 1918) en las que se habla de aceros inoxidables austeníticos con un 18% de cromo y un 8% de níquel.

Por su parte, en 1914, el investigador Dantsizen, de la empresa *General Electric* en Estados Unidos comenzó a producir acero inoxidable ferrítico con sólo cromo.

Fue en la Exposición de Malmö, Suecia, ese mismo año, donde se hizo la presentación en público de estos trabajos. Los metalurgistas Maurer y Strauss de la empresa *Krupp* expusieron los primeros aceros inoxidables producidos a escala industrial, basados en los estudios de Pasel.

Las primeras aplicaciones del acero inoxidable, además de la cubertería ya citada, fueron para la construcción de válvulas de motores de combustión interna, durante la Primera Guerra Mundial. En 1920 se extendió a otros sectores, con diferentes combinaciones de cromo y níquel. Posteriormente, y hasta 1935, se fueron registrando numerosas patentes relativas a las técnicas de acabado y tratamientos superficiales.

Las dos construcciones que impulsaron el acero inoxidable como material arquitectónico fueron el *Chrysler Building* en 1930 (utilizado en la coronación, la aguja, las puertas y el vestíbulo de entrada) y el *Empire State Building* en 1931 (montantes verticales de la fachada), ambos en Nueva York, EEUU [Houska, C.; 2001].

La mayoría de las aleaciones que se utilizan actualmente se inventaron en Inglaterra, Alemania, Estados Unidos y Francia entre los años 1913 y 1935. Una vez consolidadas las aleaciones, las investigaciones se centraron en encontrar nuevos sistemas de producción más económicos y en popularizar el uso del material.

En España cobró cierta importancia la fabricación de productos largos (barras y pletinas) en acero inoxidable a finales de los años 50 e inicio de los 60, destacando las empresas OLARRA S.A. y ROLDAN S.A. En 1970 inicia su actividad la Compañía Española para la fabricación de Aceros Inoxidables ACERINOX S.A., dedicada a la fabricación de productos planos (chapas y flejes). Esta empresa ha mantenido desde su fundación un ambicioso plan de inversiones hasta lograr ocupar actualmente uno de los primeros puestos mundiales en el sector [Di Caprio, 1999].

A partir de 1970 se empezaron a desarrollar los aceros inoxidables dúplex, más económicos y de mayor resistencia mecánica y a la corrosión, y que suponen el futuro del material para su empleo estructural.

La fabricación del acero inoxidable ha experimentado un gran crecimiento, pasando de ser un producto de alto coste con aplicaciones muy restringidas, a la situación actual, en la que se ha estandarizado la tecnología de fabricación, mejorando su eficiencia, disminuyendo sus costes y ampliando sus aplicaciones. Se ha pasado así de 1 millón de toneladas fundidas en 1950 a más de 24 millones en 2004 [International Iron and Steel Institute; 2004].

### 2.2.3 TIPOS, CARACTERÍSTICAS Y APLICACIONES DE LOS ACEROS INOXIDABLES

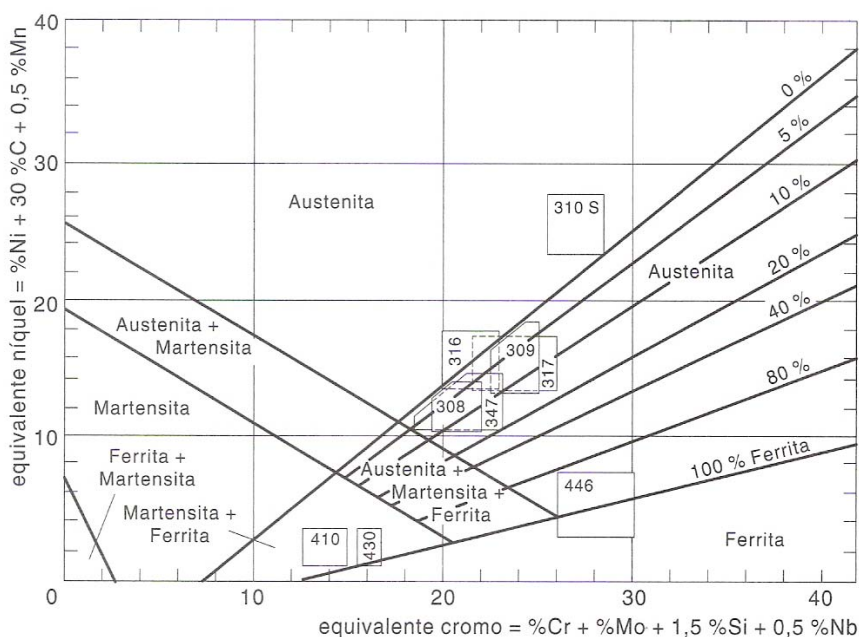
Según sus propiedades principales los aceros inoxidable se subdividen en aceros resistentes a la corrosión, aceros refractarios y aceros resistentes a la fluencia [AENOR UNE-EN 10088-1; 2006 a].

Los aceros resistentes a la corrosión son aceros que tienen una buena resistencia a los ataques puntuales o uniformes del entorno, gracias a su contenido mínimo de Cr del 10,5%. El entorno puede ser la atmósfera (ambiente interior, rural, urbano, industrial o marino) o una solución que dé lugar a condiciones de ataque electroquímico.

La designación numérica de estos aceros se hace en función de sus aleantes:

- 1.40xx: con < 2,5% de Ni, sin Mo y sin adiciones especiales (Nb y Ti).
- 1.41xx: con < 2,5% de Ni, con Mo y sin adiciones especiales.
- 1.43xx: con  $\geq 2,5\%$  de Ni, sin Mo y sin adiciones especiales. En este grupo se encuentran las barras corrugadas austeníticas EN 1.4301 y las dúplex EN 1.4362 ensayadas en este trabajo.
- 1.44xx: con  $\geq 2,5\%$  de Ni, con Mo y sin adiciones especiales. En este grupo se encuentran las nuevas barras dúplex EN 1.4482 objeto de este estudio.
- 1.45xx y 1.46xx: con adiciones especiales (Ti, Nb o Cu).

Según su microestructura, los aceros inoxidable se clasifican en cinco tipos: ferríticos, martensíticos, endurecidos por precipitación, austeníticos y austeno-ferríticos o dúplex. En el Diagrama de Shaeffler (**fig. 2.1**) se distinguen tres zonas principales que se corresponden con las tres fases monofásicas (austenítica, ferrítica y martensítica) y las zonas limítrofes, combinación de dos o más fases. El “equivalente cromo” es la suma de los aleantes ferritizantes, y el “equivalente níquel” la suma de los austenizantes.



**Figura 2.1** Diagrama de Shaeffler [Di Caprio, 1999].

Los austeníticos y los dúplex son los aceros inoxidable que tienen aplicaciones estructurales, como perfiles laminados o como armaduras. Los aceros austeníticos son el grupo más generalizado, ya que representan el 70% de la producción mundial [Arcelor-Mittal; 2000]. Contienen más de un 6% de Ni (hasta el 35%), entre el 16 y el 26% de Cr, y una concentración de C por debajo del 0,3%. Pueden tener un aporte ocasional de otros elementos como Mo, N, Cu, Mn, etc.

El Cr y el Ni, además de resistencia a la corrosión, mejoran la mecánica. El Mo y el N mejoran la resistencia a la corrosión localizada por picaduras. El primero sólo es efectivo en presencia de Cr, aumentando el espesor de la capa pasiva [Sugimoto, K.; 1977] y estabilizándola [Ameer, M.A.; 2004], el segundo lo es al retener al Cr en dicha capa [Pawel, S.J.; 1989] además de facilitar la repasivación [Baba, H.; 2002].

Los aceros austeníticos tienen buena resistencia mecánica, incluso a bajas temperaturas, y al calor, son dúctiles y fácilmente soldables, aunque en ocasiones contienen trazas de ferrita delta para mejorar la soldabilidad.

Por deformación en frío, los aceros austeníticos pueden endurecerse hasta alcanzar altas resistencias mecánicas, pasando su estructura a contener martensita. Es el caso de las barras corrugadas de 8 mm de diámetro ensayadas en este trabajo.

En las normas norteamericanas SAE-AISI *Society of Automotive Engineers-American Iron and Steel Institute*, los tipos de acero austenítico con contenidos de manganeso iguales o inferiores a 2% se clasifican en las series 300 [AENOR; 2006 a]. Las barras corrugadas de acero austenítico tipo EN 1.4301 se corresponde con el AISI 304.

Los grados austeníticos estándares más utilizados son el EN 1.4301 (AISI 304), que contiene un 18% de Cr y un 8% de Ni, adecuado para perfiles laminados en ambientes urbanos, rurales y ligeramente industriales, y el EN 1.4401 (AISI 316), que contiene un 17% de Cr y un 11% de Ni, es un grado más aleado que el anterior y por tanto recomendable en ambientes marinos e industriales. Las versiones con bajo contenido en carbono son el EN 1.4307 (AISI 304L) y el EN 1.4404 (AISI 316L) que, junto con los aceros estabilizados como el EN 1.4541 y el EN 1.4571, deben utilizarse cuando sea determinante su comportamiento frente a la corrosión en estructuras soldadas.

Por su buena resistencia a la corrosión, los aceros austeníticos se emplean, por ejemplo, en las estructuras de las plantas de procesamiento de pulpa de papel y de plataformas marinas, en los sistemas de conducción de agua de mar y como armaduras de estructuras de hormigón sometidas a ambientes con cloruros.

Los aceros austenoferríticos o dúplex tienen una estructura bifásica bien equilibrada de ferrita (entre el 30 y el 50%) y austenita. Contienen entre el 15,5 y el 28% de Cr, menos del 8% de Ni, entre el 0,1 y el 4% de Mo y normalmente un 0,03% de C. Tienen un precio controlado por su bajo contenido en Ni.

El nuevo acero dúplex de bajo contenido en Ni objeto de este trabajo, lo sustituye con un 4% de Mn, también austenizante pero que empeora la resistencia a la corrosión localizada por picadura [Rondelli, G.; 1995].

Las propiedades de resistencia mecánica de los aceros dúplex son más elevadas que las de los aceros austeníticos y precisan, por tanto, una mayor energía para la deformación en frío. También tienen una buena resistencia al desgaste y a la corrosión bajo tensión y por picadura.

En las normas AISI, los tipos austenoferríticos se clasifican en las series 300 y en otras basadas en un número de cuatro cifras, las dos primeras indican el contenido de Cr y las dos siguientes de Ni. Las barras corrugadas dúplex, elegidas para realizar este trabajo, son del tipo EN 1.4362 y EN 1.4482, que se corresponden con el AISI 2304 y AISI 2001 respectivamente.

Los aceros inoxidable dúplex se utilizan para ruedas de turbinas, estructuras al exterior y como armaduras para el hormigón. Quizás, el avance más significativo en los últimos años en el sector de la construcción, ha sido la utilización de los aceros inoxidable dúplex para aplicaciones estructurales, que ofrecen mayores resistencias mecánicas que los austeníticos y similares o superiores cualidades frente a corrosión [Badoo, N.R.; 2008].

#### 2.2.4 ANTECEDENTES DE LAS ARMADURAS DE ACERO INOXIDABLE

El primer uso del armado de acero inoxidable fue en 1941 en el embarcadero de Progreso, en el Golfo de México. En la estructura se utilizó un acero equivalente al grado EN 1.4301 (AISI 304), con un 8% de níquel, para armar los arcos del embarcadero, que se extiende 2 km mar adentro. Aún hoy, la estructura está en perfecto estado de uso, sin necesidad de reparaciones significativas, mientras que un segundo embarcadero construido a su lado en 1969, con armado de acero al carbono, ha desaparecido casi por completo (**fig. 2.2**).



**Figura 2.2** Embarcadero de Progreso, Yucatán (México) [Gedge, G.; 2003].

Durante los 40 años siguientes no hay otros usos significativos y documentados de armaduras de acero inoxidable.

A principios de la década de los 70, cuando era evidente que los cloruros podían causar serios problemas de corrosión de armaduras, el *Building Research Establishment* (BRE) inició un programa, que duró más de 22 años, para investigar la resistencia a la corrosión de diferentes materiales para el armado. Estas investigaciones representan gran parte de la información de la que se dispone actualmente, y aporta seguridad respecto al comportamiento del acero inoxidable como armadura a largo plazo.

Los materiales investigados incluían aceros inoxidables de los grados EN 1.4319, 1.4301 y 1.4401 (AISI 302, 304, 315 y 316). Las muestras fueron expuestas a diversos ambientes, entre ellos situaciones industriales y marinas (zona de salpicaduras de marea). Algunas muestras contenían cloruros en la mezcla original y otras no.

La capa de hormigón que cubría el acero era del orden de 15 a 30 mm, algo por debajo de las magnitudes de recubrimiento que serían aceptables hoy para estas clases de exposición con armaduras de acero al carbono. Aún así, no se hallaron indicios de corrosión en ningún acero inoxidable durante los veintidós años de pruebas.

En 1986, la *British Standards Institution* publica la BS 6744:1986 “Specification for austenitic stainless steel bars for the reinforcement of concrete”, que recomendaba la utilización del grado 304 para uso general y el 316 para los casos de corrosión por picadura [British Standards Institution, 1986].

En 1998, la *Concrete Society* del Reino Unido publicó un informe técnico sobre los usos de la armadura de acero inoxidable [Concrete Society; 1998]. El informe recogía una serie de recomendaciones generales y una lista de aplicaciones, basadas en el grado de exposición de la estructura. Sin embargo, el documento no indicaba qué grados de acero inoxidable usar, ni tenía en cuenta el efecto beneficioso del recubrimiento de hormigón, aprovechando la oportunidad para relajar las normas de diseño por durabilidad, relevantes para el acero al carbono pero no para el acero inoxidable.

La *Highways Agency*, del Departamento de Transporte del Gobierno de Reino Unido, responsable del diseño, mantenimiento y restauración de la red de autopistas y carreteras principales, inició su propio programa de investigación que se llevó a cabo entre 1998 y 2000 por *Arup Research & Development* y tomó como punto de partida el informe de la *Concrete Society*. El resultado fue la publicación en 2002 del documento BA84/02 Part 15: “Use of Stainless Steel Reinforcement in Highway Structures” [Highways Agency; 2002] para el uso de armadura de acero inoxidable en los puentes de carreteras.

## **2.2.5 CARACTERÍSTICAS DE LAS ARMADURAS DE ACERO INOXIDABLE**

Dos son las características a destacar de las armaduras de acero inoxidable: la resistencia a la corrosión y el comportamiento tenso-deformacional.

### **2.2.5.1 Resistencia a la corrosión**

La corrosión de las armaduras es, sin duda, el principal problema de durabilidad de las estructuras de hormigón. El hormigón confiere a las armaduras una protección de doble naturaleza [Cobo, A.; 2001]:

- El recubrimiento representa una barrera física que separa el acero del contacto directo con la atmósfera. El espesor del recubrimiento y su permeabilidad son los dos factores que controlan la eficacia de esta barrera.
- En la interfase acero-hormigón se forma una capa de óxido pasivante, auto-regenerable, de muy pequeño espesor (en torno a 10 nm), debida a un proceso de naturaleza esencialmente electroquímica, basada en la elevada alcalinidad del hormigón (pH entre 12,5 y 13,5) y en la existencia de un potencial electroquímico apropiado. Sin embargo, el hormigón no es capaz de pasivar armaduras con grados significativos de precorrosión [González, J.A.; 2004].



De este modo, el acero permanece pasivo, salvo que se produzca una disminución del valor del pH. Según el CEB, valores inferiores a 11 supone la rotura de la capa pasiva del acero [CEB; 1998 b]. Algunos autores señalan valores inferiores a 11,4 [Gjorv, O.; 1982] [Saeki, N.; 1984]. Otros sitúan el valor crítico en 9,5 [Bonnet, D.; 1976].

La mayoría de las veces, la pérdida de pasividad de las armaduras (es decir, la disminución del pH del hormigón) se debe a alguno de los dos factores siguientes:

- La carbonatación del hormigón o reacción del dióxido de carbono  $\text{CO}_2$  de la atmósfera con las sustancias alcalinas de la solución de los poros y con los componentes hidratados del hormigón, que hace descender el pH del hormigón en grandes áreas, de forma generalizada. La carbonatación avanza progresivamente hasta rebasar el recubrimiento de hormigón. Su velocidad depende del ambiente en el que se encuentra la estructura y de la calidad y compacidad del hormigón.
- La presencia de iones despasivantes, fundamentalmente cloruros  $\text{Cl}^-$  presentes en ambientes marinos o en la sal que se vierte en los puentes de carretera por las nevadas, que cuando superan un umbral crítico de concentración (su acción perniciosa empieza a notarse, en el caso de los aceros inoxidables, a partir de concentraciones del orden de 200 ppm o aún menores [Hidalgo, P.J.; 1985] ) rompen de forma local la capa pasiva.

Una vez reducido el pH del hormigón, de forma generalizada o localizada, la corrosión del acero se desarrollará a velocidades apreciables si hay presencia simultánea de oxígeno y humedad en unas cantidades mínimas. La humedad provocará una corrosión generalizada de las armaduras en la zona afectada, mientras que los cloruros, al romper la película pasiva sólo en pequeñas áreas, producen corrosión por picaduras.

Una vez iniciada la corrosión, el pH en la interfase acero-productos de la corrosión es ácido, aún en el seno de un medio muy alcalino como el hormigón, por lo que no son necesarios los cloruros para mantener la corrosión [Cobo, A.; 2001].

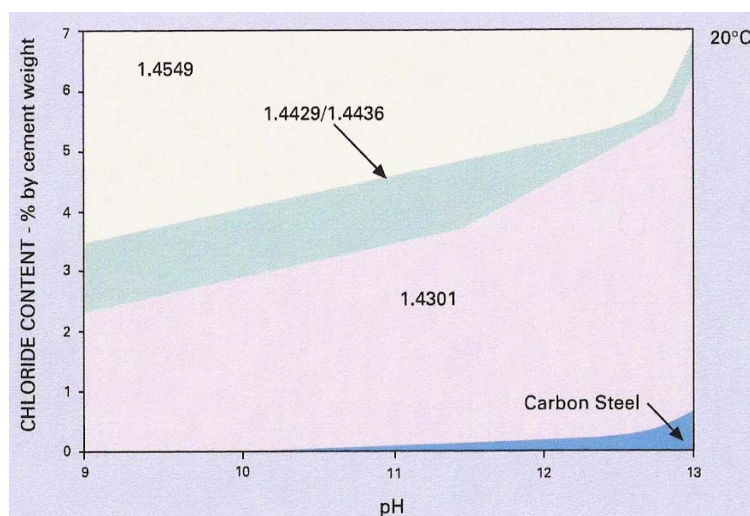
El ataque de los cloruros es un problema muy difícil de evitar. La característica que singulariza el corrugado de acero inoxidable frente al de acero al carbono es su excelente resistencia a la corrosión por cloruros. Se ha demostrado que la estabilidad de la capa pasiva en ambos aceros es superior en ambientes con pH altos y, también, que es mayor, del orden de un 2%, la concentración necesaria de cloruros para iniciar la corrosión por picadura en el acero inoxidable que en acero al carbono, **fig. 2.3** [Gedge, G.; 2000].

Algunos autores indican que ese nivel crítico de cloruros para iniciar la corrosión es de cinco a diez veces superior en los austeníticos y en los dúplex que para el acero al carbono [Knudsen, A.; 2001], otros, directamente establecen el nivel en diez veces [García-Alonso, M.C. et al; 2007 b].

Un índice que se utiliza para comparar (no se debe utilizar para elegir el grado adecuado de acero inoxidable) la resistencia a la corrosión por picadura de los aceros inoxidables es el PREN *Pitting Resistance Equivalent Number*, que se calcula teniendo en cuenta el contenido de los aleantes que favorecen esa resistencia por la expresión:

$$\text{PREN}_x = \% \text{Cr} + 3,3\% \text{Mo} + X\% \text{N} \quad [2.1]$$

Donde  $X=16$  para los aceros inoxidables austeníticos y  $X=30$  para los dúplex.



**Figura 2.3** Resistencia a la corrosión medida en función del pH y el contenido de cloruros [Gedge, G.; 2000]

Algunos autores han considerado otros valores de X (entre 12 y 32 la mayoría), y también el contenido de otros aleantes (Cu, Sn, Nb, P, S, Mn y W), sin embargo el molibdeno y el nitrógeno, por separado y también por su acción conjunta, son los aleantes que más contribuyen a esa resistencia [Lo, K.H.; 2009].

Los aceros inoxidables austeníticos y dúplex son los recomendados para su utilización en el hormigón, debido a su alta resistencia a la corrosión. El acero inoxidable dúplex es más económico que el austenítico, por su menor contenido en níquel, y sin embargo, presenta una mayor resistencia a la corrosión por picaduras de cloruros según varios estudios [Bautista, A. et al; 2007] [Álvarez, S.M.; 2011].

El *Design Manual for Roads and Bridges* [Highways Agency; 2002] señala el acero inoxidable tipo EN 1.4301 (AISI 304), con un límite elástico mínimo garantizado de 500 N/mm<sup>2</sup>, como el adecuado en la mayoría de los casos. Sin embargo, la elección del grado de acero debe tener en cuenta el beneficio del alto pH del hormigón, así como la concentración de cloruros máxima previsible durante la vida útil de la estructura.

El acero inoxidable ofrece la oportunidad de relajar unas medidas de durabilidad del hormigón pensadas, en su origen, para proteger el acero al carbono [Highways Agency; 2002] [Gedge, G.; 2000]. La relajación de los requisitos de durabilidad puede afectar a las tres condiciones de diseño siguientes:

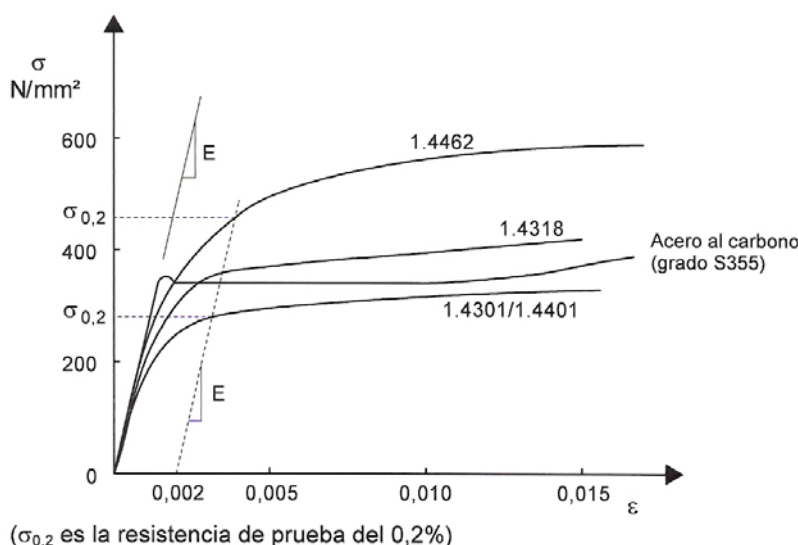
- La calidad del hormigón. No se recomienda rebajar la calidad de las mezclas habituales, pero tampoco elaborar mezclas mejoradas [Gedge, G.; 2000].
- El recubrimiento. Se considera que una reducción de entre 10 y 15 mm, respecto al recubrimiento nominal indicado para el acero al carbono, podría ser adecuado en la mayoría de los casos [Gedge, G.; 2000] o, en términos absolutos, un recubrimiento de 30 mm o menos [Highways Agency; 2002].
- La máxima abertura de fisura permitida. Puede alcanzar los 0,30 mm [Highways Agency; 2002] ó 0,35 mm [Gedge, G.; 2000] en las estructuras armadas con acero inoxidable. La EHE-08 limita a 0,20 mm la apertura de fisura para estructuras armadas con acero al carbono sometidas a ambientes marinos o con cloruros (IIIa, IIIb, IV, F y Qa).

Un aspecto que hace disminuir la resistencia a la corrosión del acero inoxidable es la contaminación con depósitos de hierro motivada por el contacto con aceros al carbono o, en general, con aleaciones más pobres [Knudsen, A.; 2001]. No obstante, algunas investigaciones han revelado que, en la práctica, esta corrosión no se produce y que, por este motivo, no es necesario aislar eléctricamente los dos aceros cuando se encuentran embebidos en hormigón nuevo [Highways Agency; 2002] [Abreu, C.M. et al; 2002].

El *Institute for Research in Construction del National Research Council* de Canadá publicó en el 2005 el resultado de una investigación sobre el comportamiento de la corrosión galvánica entre los diferentes tipos de aceros inoxidables y aceros al carbono [Qian, S.; 2006]. Los resultados demuestran que el uso de barras de acero inoxidable y acero al carbono en la armadura de una misma estructura de hormigón no aumenta el riesgo de corrosión de dicha armadura en comparación con una armadura únicamente de acero al carbono, incluso cuando dichas barras están en contacto (eléctrico) directo. De hecho, el aumento de corrosión debida a la corrosión galvánica del acero inoxidable con acero al carbono oxidado fue inferior que el causado por la combinación de acero al carbono con acero al carbono oxidado. Por todo ello, el estudio concluye que un uso juicioso del acero inoxidable en las zonas de alto riesgo de corrosión de una estructura de hormigón en combinación con acero al carbono puede resultar una opción rentable para reducir la corrosión y aumentar considerablemente la vida útil de las estructuras de hormigón.

### 2.2.5.2 Comportamiento tenso-deformacional

El comportamiento tensión-deformación del acero inoxidable difiere del comportamiento del acero al carbono, laminado en caliente o recocido, en varios aspectos [Steel Construction Institute; 2006]. En la **fig. 2.4** se representan varias curvas tensión-deformación experimentales típicas, del acero al carbono y de varios aceros inoxidables. La diferencia más importante reside en la forma de la curva. Mientras el acero al carbono exhibe una meseta horizontal de cedencia antes del endurecimiento por deformación, el acero inoxidable presenta una curva con forma más redondeada, no lineal, sin límite elástico definido, como le ocurre a los aceros al carbono que son deformados en frío.



**Figura 2.4** Curvas tensión-deformación típicas del acero al carbono en la condición de recocido y de algunos aceros inoxidables [Steel Construction Institute; 2006].

Por ello, el límite elástico del acero inoxidable se expresa, en general, en términos de una resistencia de prueba ( $\sigma_{0,2}$ ) definida para un determinado valor de deformación remanente, que convencionalmente es el 0,2%.

La fórmula tradicional que describe la forma de la curva tensión-deformación  $\sigma$ - $\varepsilon$ , para el acero deformado en frío, es decir, sin escalón de cedencia y, por tanto, la que se aproxima a la de los aceros inoxidables, es la de Ramberg-Osgood [Ramberg, W.; 1943]:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} + 0,002 \cdot \left( \frac{\sigma}{f_y} \right)^n \quad [2.2]$$

Lo que significa que existen tres constantes independientes: el módulo de elasticidad  $E$  o de Young, la tensión en el límite elástico  $f_y$  (antes designada por  $\sigma_{0,2}$ ) definida para una deformación del 0,2% y el índice  $n$ .

El valor de este índice determina la no-linealidad de la curva tensión-deformación. Un valor bajo de  $n$  implica una mayor no-linealidad. Es un parámetro muy importante desde el punto de vista estructural, que se obtiene:

$$n = \frac{\text{Ln} \left( \frac{\varepsilon_{su} - \frac{f_t}{E}}{0,002} \right)}{\text{Ln} \left( \frac{f_t}{f_y} \right)} \quad [2.3]$$

Donde  $f_t$  es el valor de la resistencia en rotura y  $\varepsilon_{su}$  la deformación en rotura. El cociente  $f_t/f_y$  puede utilizarse también como indicador del grado de no-linealidad de la curva tensión-deformación.

Es antieconómico utilizar los mismos parámetros  $E$ ,  $f_y$  y  $n$  para el acero inoxidable en forma de perfil estructural y de barra corrugada [Pajari, M.; 2011], más si se compara con el acero al carbono.

Además, existen tres factores interdependientes que pueden cambiar la forma de la curva tensión-deformación para cualquier tipo de acero inoxidable:

- El laminado o deformación en frío: Aumenta los niveles de resistencia de los aceros inoxidables austeníticos y dúplex. Como contrapartida, se reduce la ductilidad, aunque generalmente tiene poca consecuencia gracias a sus altos valores iniciales. Este extremo se comprobará en el presente trabajo.
- La velocidad de deformación: A mayor velocidad, se alcanzan mayores resistencias en los aceros inoxidables que en los aceros al carbono.
- El tratamiento térmico: El recocido es un tratamiento que reduce la mejora de resistencia que se hubiera alcanzado con el trabajado en frío. La soldadura tiene un efecto parcial de recocido, con la consecuente reducción de las propiedades mejoradas de resistencia.

Por otra parte, el acero inoxidable tiene un comportamiento anisótropo y asimétrico (en tracción y en compresión, longitudinal y transversal) por lo que se obtienen cuatro curvas tensión-deformación. Pero esta circunstancia tiene escasa incidencia en el caso de las armaduras para hormigón armado por el corto intervalo de valores que se obtienen.

## 2.2.6 NORMATIVA EXISTENTE

Fue en el Reino Unido donde, en diciembre de 1986, la *British Standards Institution* (BSI) publica la primera normativa para el armado con acero inoxidable, la BS 6744:1986 “Specification for austenitic stainless steel bars for the reinforcement of concrete” [British Standard Institute; 1986]. En septiembre de 2001 actualiza la norma, y nuevamente en el 2009, con el título “Stainless steel bars for the reinforcement and use in concrete” [British Standard Institute; 2009].

Esta normativa cubre un amplio rango de materiales y productos que, bajo los parámetros especificados en ella, ofrecen como mínimo las mismas propiedades mecánicas que el armado con acero al carbono. Permite seis grados austeníticos para su utilización como armaduras: EN 1.4301 (AISI 304), 1.4436 (316), 1.4429 (316LN), 1.4462 (UNS S 31803), 1.4529 (UNS N 08367) y 1.4501 (UNS S 32750). También ofrece una guía para la adecuación del tipo de acero inoxidable a las condiciones de servicio. Este nuevo documento reconoce las altas resistencias alcanzables con armaduras de acero inoxidable. Incluye dos niveles: 500 y 650 N/mm<sup>2</sup>.

Por otra parte, la publicación en mayo de 2001, por la *Highways Agency*, del “Design Manual for Roads and Bridges”, en cuyo volumen 1, sección 3, parte 15, incluye la BA 84/02 “Use of stainless steel reinforcement in highways structures” [Highways Agency; 2002], es única por los requisitos que introduce y la guía que proporciona. Este manual establece que el armado de acero inoxidable correctamente especificado debería prevenir del ataque por cloruros durante la vida útil de cualquier estructura, y examina tanto la opción de la sustitución total del acero al carbono como la parcial, dependiendo de la categoría del puente y su ubicación.

En Estados Unidos, la normativa en vigor es la A955/A995M: “Standard Specification for Deformed and Plain Stainless-Steel Bars for Concrete Reinforcement”, que incluye los grados AISI 304, 316 L, 316 LN y el UNS S 31803 [ASTM; 2009 b].

En la actualidad, en España existen sólo dos normas UNE en referencia al acero inoxidable y las armaduras de acero inoxidable:

- UNE-EN 10088 “Aceros inoxidables”, que consta de tres partes:
  - “Parte I: Relación de aceros inoxidables” [AENOR; 2006 a],
  - “Parte II: Condiciones técnicas de suministro para chapas y bandas de acero resistentes a la corrosión para usos generales” [AENOR; 2008 a]
  - “Parte III: Condiciones técnicas de suministro para productos semiacabados, barras, alambres, alambre, perfiles y productos calibrados de aceros resistentes a la corrosión para usos generales” [AENOR: 2008 b].
- UNE 36-067-94 “Alambres corrugados de acero inoxidable austenítico para armaduras de hormigón armado” [AENOR; 1994].

La primera contempla los aceros inoxidables en general y no incluye las armaduras de acero inoxidable. La segunda está actualmente desfasada con respecto a lo que se comercializa en el mercado, porque habla de dos tipos de acero (B 500 T INOX y B 600 T INOX) que no se utilizan, y porque solamente se refiere a barras trefiladas o laminadas en frío que ahora sólo se utilizan para los diámetros pequeños (inferior a 10mm), y están en regresión por las modernas máquinas de laminado en caliente que también permiten obtener barras corrugadas de pequeño diámetro, más dúctiles que las laminadas en frío, característica muy importante para el hormigón armado.

### **2.2.7 USOS ACTUALES DEL ARMADO DE ACERO INOXIDABLE**

Uno de los usos del corrugado de acero inoxidable cada vez más habitual se halla en el proyecto de puentes. El acero inoxidable confiere al puente una mayor protección frente a la corrosión de las armaduras, especialmente por cloruros (de las sales fundentes vertidas en el caso de heladas o del agua de mar en el caso de las construcciones costeras), que permite una disminución de las inspecciones y de las operaciones de mantenimiento, y se elimina la necesidad de cortar el tráfico para las reparaciones. Esto convierte el uso del acero inoxidable en una alternativa altamente ventajosa a largo plazo, pese a requerir de una mayor inversión inicial. La norma británica BA84/02 recomienda acero inoxidable en los siguientes elementos de puente: vigas de borde de parapeto, subestructuras en zonas de salpicadura y adyacentes a la calzada, subestructuras en ambientes marinos y en áreas debajo de juntas de movimiento y en zona de apoyo (cargadero).

Además de los puentes, en los últimos 20-30 años en Europa, Norte América, Australia y Oriente Medio, un gran número de estructuras de hormigón se han construido o reparado utilizando armaduras de acero inoxidable, como son los elementos de obra civil situados en la costa, puertos, garajes y túneles [Smith, F.N.; 2008].

En edificación, el corrugado de acero inoxidable se utiliza en:

- Elementos ligeros que han de tener un espesor de hormigón pequeño.
- Elementos especialmente sensibles y expuestos como los voladizos y balcones de edificios situados en ambientes marinos frente a la costa.
- Estructuras para piscinas cubiertas.
- Rehabilitación de estructuras dañadas que no permiten aumentar los espesores de los recubrimientos.
- Elementos situados a gran altura, como por ejemplo, cúpulas de edificios singulares, donde evitar gastos de inspección y mantenimiento supone un gran ahorro. Un ejemplo son las cúpulas de la Sagrada Familia de Barcelona.

Por otra parte, estudios recientes han demostrado un mejor comportamiento al fuego de los aceros inoxidables respecto al acero al carbono, porque mantienen su resistencia por más tiempo a temperaturas elevadas [Gardner, L.; 2006a][Gardner, L.; 2010] por lo que presentan en ese campo grandes posibilidades de aplicación práctica.

## **2.3 CARACTERÍSTICAS EXIGIBLES A LAS ARMADURAS DE HORMIGÓN ARMADO**

### **2.3.1 INTRODUCCIÓN**

Hay cuatro características básicas de los aceros que los estudios científicos y las innovaciones tecnológicas siempre intentan mejorar, bien variando su composición química o bien mejorando su proceso de fabricación en cualquiera de sus fases:

- La resistencia mecánica.
- La resistencia a la corrosión.
- La adherencia de la barra al hormigón.
- La ductilidad del acero.

Para el caso concreto de las armaduras, el acero no se puede deformar más allá de ciertos límites con el fin de evitar la fisuración excesiva del hormigón. Ese límite hace que la resistencia del material no sea determinante, por el casi constante valor del módulo de elasticidad  $E$ . Para el hormigón convencional, aceros de resistencia superiores a los  $500 \text{ N/mm}^2$  no proporcionan más ventajas que los que tienen esa misma resistencia.

Respecto a la resistencia a la corrosión, las armaduras de acero inoxidable la cumplen muy satisfactoriamente, aunque no estuvieran protegidas por el recubrimiento.

En cuanto a la adherencia de la barra al hormigón, no existen diferencias determinantes entre las barras de acero al carbono y las de inoxidable, puesto que dicha adherencia se mejora muy eficazmente a través de las corrugas, aunque no son iguales en las de acero inoxidable que en las de acero al carbono.

Por lo tanto, para los aceros para armaduras, la cuarta característica, la ductilidad, es la más importante y se ha elegido como uno de los objetivos de estudio de éste trabajo.

## **2.3.2 DUCTILIDAD**

### **2.3.2.1 Concepto de ductilidad. Razones para la ductilidad**

En la actualidad, a las secciones de las estructuras de hormigón se les exige que tengan una determinada capacidad de giro, llamada también de rotación plástica, para:

- Alertar, antes del fallo estático, con una gran deformación, en estructuras isostáticas e hiperestáticas.
- Permitir una cierta redistribución de momentos, indispensable para los métodos de cálculo no lineales pero también para el análisis elástico lineal, porque la distribución de momentos calculada difiere de la real por la fisuración inevitable del hormigón y el consiguiente cambio de rigidez del elemento estructural.
- Poder aplicar, en su caso, los métodos de cálculo elastoplásticos, que están basados en el principio de plasticidad indefinida del elemento estructural.
- Permitir las deformaciones impuestas debidas a los cambios de temperatura, asentamientos de cimentación, retracción del hormigón, fluencia, etc., que requiere de adaptabilidad plástica de la estructura para evitar tensiones inaceptables, normalmente no calculadas.
- Que la estructura tenga capacidad para resistir impactos locales imprevistos y cargas accidentales sin colapsar.
- Que en el caso de zonas sísmicas, la estructura sea capaz de disipar la energía correspondiente.

Para que la sección de hormigón tenga capacidad de rotación plástica, es necesario que la armadura cumpla una serie de condiciones que globalmente se definen bajo el concepto de ductilidad. Y se dice que el elemento estructural es dúctil, como lo es un perfil de acero laminado.

El amplio rango de situaciones en las que la ductilidad de las armaduras es necesaria nos indica la importancia del asunto. Además hay otros motivos más inmediatos, como por ejemplo, el necesario doblado para adaptar las armaduras a la forma del elemento estructural o, simplemente, poderlas anclar en forma de patilla. Por lo tanto, es necesario establecer un mínimo de ductilidad para las armaduras.

### 2.3.2.2 La ductilidad en las diferentes normativas

Todas las normas europeas de hormigón estructural enfatizan la necesidad del empleo de aceros con unas características mínimas de ductilidad. La forma habitual de cuantificar la ductilidad del acero es mediante los dos parámetros siguientes:

- La relación entre la carga de rotura y el límite elástico ( $f_s / f_y$  o  $f_t / f_y$ ) o ratio de endurecimiento a tracción. Indica la reserva de resistencia que le queda al acero una vez alcanzado el límite elástico. El acero se dimensiona para alcanzar un determinado límite elástico, pero cuanto más alta sea la relación  $f_s / f_y$  mayor seguridad presenta a rotura.
- La deformación para la carga máxima ( $\epsilon_{\max}$ ,  $\epsilon_{su}$ ,  $\epsilon_u$  o  $A_{gt}$ ). Cuanto mayor es este valor, más se puede deformar el acero antes de su rotura y más ductilidad presenta.

En las tablas siguientes (**Tablas 2.3 a 2.7**) se resumen los requerimientos de ductilidad de las armaduras de acero en las diferentes normativas europeas:

- El Código Modelo CEB-FIP 2010, conocido por MC 2010 [CEB-FIB; 2012].
- Los Eurocódigos 2 (UNE-EN 1992-1-1) y 8 (UNE-EN 1998-1), abreviadamente EC 2 y EC 8 [AENOR; 2010] [AENOR; 2011 a].
- La antigua pr-EN 10080 de 1998.
- La instrucción EHE-08 [Comisión Permanente del Hormigón; 2008].

Como se observa en las tablas, aunque las denominaciones de las clases de ductilidad son diferentes según la norma considerada, los parámetros numéricos son similares.

Sin embargo, con esta forma de clasificación de la ductilidad del acero, puede ocurrir que un acero no cumpla uno de los requisitos, aunque sí el otro, y entonces quede fuera de la clasificación, aunque en realidad ese acero puede tener una ductilidad suficiente para asegurar la ductilidad estructural requerida por la clasificación en cuestión, e incluso superar a otros aceros que sí cumplan los dos requisitos numéricos [Moreno, E; 2007]. Por eso, se han desarrollado otros métodos alternativos para clasificar la ductilidad del acero, que vemos a continuación, basados en el concepto de acero equivalente.

**Tabla 2.3** Características de ductilidad exigibles al acero corrugado según el MC 2010 (2012).

MC 2010	$(f_t / f_y)_k$ (a)	$A_{gt}$ [%]
Clase A	$\geq 1,08$	$\geq 5,0$
Clase B	$\geq 1,05$	$\geq 2,5$
Clase S (b)	$\geq 1,15$	$\geq 6,0$

(a) El valor característico de la relación  $f_t / f_y$  se corresponde al cuantil 5 % de la relación entre la resistencia a tracción real y el límite elástico real.

(b) La Clase S se utilizará cuando se requiera una elevada ductilidad de la estructura. En cálculo sísmicos puede introducirse una especificación adicional para la Clase S:  $f_{y,real} / f_{yk,nom} \leq 1,3$ .

**Tabla 2.4** Características de ductilidad exigibles al acero corrugado según el EC 2 (2010).

EC 2	$(f_t / f_y)_k$	$\epsilon_{uk}$ [%]
Clase A	$\geq 1,08$	$\geq 5,0$
Clase B	$\geq 1,05$	$\geq 2,5$



**Tabla 2.5** Características de ductilidad exigibles al acero corrugado según el EC 8 (2011).

EC 8	$(f_t / f_y)_{\text{mean}}$	$\epsilon_{\text{suk}} [\%]$	$f_{y,\text{act}} / f_{y,\text{nom}}$
DCL (low)	$\geq 1,08$	$\geq 5,0$	-
DCM (medium)	$\geq 1,08$	$\geq 5,0$	-
DCH (high)	1,15 – 1,35	$\geq 7,5$	$\geq 1,25$

**Tabla 2.6** Características de ductilidad del acero corrugado según prEN 10080 (1998).

pr EN 10080	$R_m / R_e$	$A_{gt} [\%]$	$\varnothing [\text{mm}]$
B500A barra	$\geq 1,05$	$\geq 2,5$	6 a 16
B500B barra	$\geq 1,08$	$\geq 5,0$	6 a 40
B450C barra	$\geq 1,15 \text{ y } \leq 1,35 \text{ (a)}$	$\geq 8,0$	6 a 40
B500A rollo	$\geq 1,05 \text{ (b)}$	$\geq 2,5 \text{ (c)}$	5 a 16
B500B rollo	$\geq 1,08$	$\geq 5,0$	6 a 16
B450C rollo	$\geq 1,15 \text{ y } \leq 1,35 \text{ (a)}$	$\geq 8,0$	6 a 16
B500A electrosoldado	$\geq 1,05 \text{ (b)}$	$\geq 2,5 \text{ (c)}$	5 a 16
B500B electrosoldado	$\geq 1,08$	$\geq 5,0$	6 a 16
B450C electrosoldado	$\geq 1,15 \text{ y } \leq 1,35 \text{ (a)}$	$\geq 8,0$	6 a 16

(a)  $R_{e,\text{act}} / R_{e,\text{nom}} \leq 1,20$ , donde  $R_{e,\text{act}}$  y  $R_{e,\text{nom}}$  son, respectivamente, los valores de resistencia real y nominal.

(b)  $R_m / R_e = 1,03$  para los diámetros de 5 y 5,5 mm.

(c)  $(A_{gt})_k = 2,0 \%$  para los diámetros de 5 y 5,5 mm.  $A_{gt}$  es el alargamiento máximo en rotura.

**Tabla 2.7** Características de ductilidad exigibles al acero corrugado según la EHE-08 (2008).

Características mecánicas mínimas		Ductilidad normal S		Ductilidad alta SD	
$f_y [\text{N/mm}^2]$		400	500	400	500
$f_s [\text{N/mm}^2]$		440	550	480	575
$\epsilon_{\text{max}} [\%]$	Barra	$\geq 5$	$\geq 5$	$\geq 7,5$	$\geq 7,5$
	Rollo	$\geq 7,5$	$\geq 7,5$	$\geq 10$	$\geq 10$
$f_s / f_y$		$\geq 1,05$	$\geq 1,05$	1,20 -1,35	1,20 -1,35

### 2.3.2.3 Concepto de acero equivalente

Se define acero equivalente como un acero que proporciona las mismas prestaciones de ductilidad que otro que cumple con las especificaciones mínimas de los códigos (valores de  $f_s / f_y$  y  $\epsilon_{\text{max}}$ ) pero no alcanzando uno de los valores y sobrepasando el otro [CEB; 1998 a].

En la literatura científica hay tres criterios diferentes para evaluar el concepto de acero equivalente, que se resumen a continuación: Cosenza, Creazza y Ortega. También se tendrá en cuenta la propuesta final sobre ductilidad que realiza el *Comité Euro-International du Béton* (CEB), basándose en el parámetro definido por Cosenza.

## Concepto de acero equivalente según Cosenza

Según los autores Cosenza, Greco y Manfredi, dos aceros son equivalentes si y sólo si proporcionan la misma capacidad de giro en una sección de hormigón [Cosenza, E.; 1993] [Cosenza, E.; 1998]. Consideraron que la capacidad de rotación que puede asumir una viga en el ensayo de rotura es el principal parámetro para definir el rendimiento estructural, y supusieron que la capacidad de rotación plástica  $\theta_{pl}$  depende casi exclusivamente de la capacidad de ductilidad del acero.

Cosenza realizó en Turín en 1992 una campaña de ensayos de rotura de vigas de hormigón, de 30 x 60 cm<sup>2</sup>, de 6 m de longitud, armada con 2 Ø12 y con una profundidad de fibra neutra  $x/d$  a rotura de  $\xi = 0,10$ .

En los cálculos, se basaron en las fórmulas de Ramberg-Osgood (Ec. [2.2] y [2.3]) para el caso del acero deformado en frío, y en las expresiones analíticas de Shima-Chou-Okamura para los aceros laminados en caliente o con tratamiento térmico.

Refiriéndose a una misma sección de viga de hormigón armado, su capacidad de rotación plástica  $\theta_{pl}$  [rad] toma los valores típicos representados en la **fig. 2.5**, en función de los parámetros del acero  $\varepsilon_{su}$  y  $f_t/f_y$ , obtenidos a partir de la Ec. [2.2]. El gráfico representa ocho curvas correspondientes a ocho valores de la relación  $f_t/f_y$ , desde 1,05 hasta 1,40. El alargamiento máximo  $\varepsilon_{su}$  toma valores en el rango 2 a 14%.

Los resultados muestran unas curvas muy regulares que tienden a cero para valores bajos de máximos alargamientos plásticos, independientemente del valor de la relación  $f_t/f_y$ , y para valores bajos de  $f_t/f_y - 1$  independientemente de  $\varepsilon_u$ . Por lo tanto, eso se puede explicar a través de una única expresión analítica en función de  $f_t/f_y - 1$  y  $\varepsilon_u$ .

Cosenza obtuvo que la rotación plástica  $\theta_{pl}$  es proporcional al parámetro  $p$ , que sólo depende de las características del acero:

$$p = \varepsilon_{su}^{0,73} \cdot \left( \frac{f_t}{f_y} - 1 \right)^{0,92} \cong \varepsilon_{su}^{0,75} \cdot \left( \frac{f_t}{f_y} - 1 \right)^{0,9} \quad [2.4]$$

El parámetro  $p$  define el acero equivalente y es un valor constante que no varía significativamente aunque se modifiquen otras variables como la relación luz/canto de la viga, el tipo de acero, la distancia entre fisuras o la adherencia de las barras. Tan sólo la profundidad de la fibra neutra en la rotura influye levemente en el valor de  $p$  (en realidad, cuando aumenta el valor  $x/d$ , la rotura está menos influenciada por las propiedades de las armaduras). En otras palabras, las características de ductilidad del acero definidas por el dual ( $\varepsilon_{su}$ ,  $f_t/f_y$ ) son “equivalentes” a las definidas por el parámetro  $p$ .

Para el caso del acero laminado en caliente o con tratamiento térmico, las expresiones analíticas de Shima-Chou-Okamura (1987) son las siguientes:

$$\begin{aligned} \sigma_s &= E_s \cdot \varepsilon_s & \text{para } \varepsilon_s < \varepsilon_y \\ \sigma_s &= f_y & \text{para } \varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh} \\ \sigma_s &= f_y + (f_u - f_y) \left[ 1 - e^{(\varepsilon_{sh} - \varepsilon_s)/k} \right] & \text{para } \varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh} \end{aligned}$$

Donde:

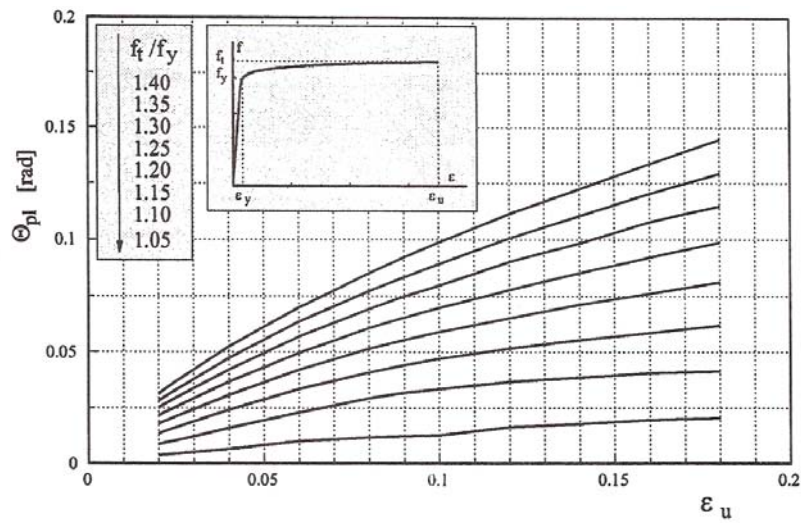
$$k = 0,028 \frac{\varepsilon_{sh} - \varepsilon_{su}}{\varepsilon_{sh} - 0,16}$$

La variable  $\varepsilon_{sh}$ , deformación unitaria en el final del escalón de cedencia (o escalón de plasticidad), la incorporó Cosenza en la formulación del parámetro  $p$ :

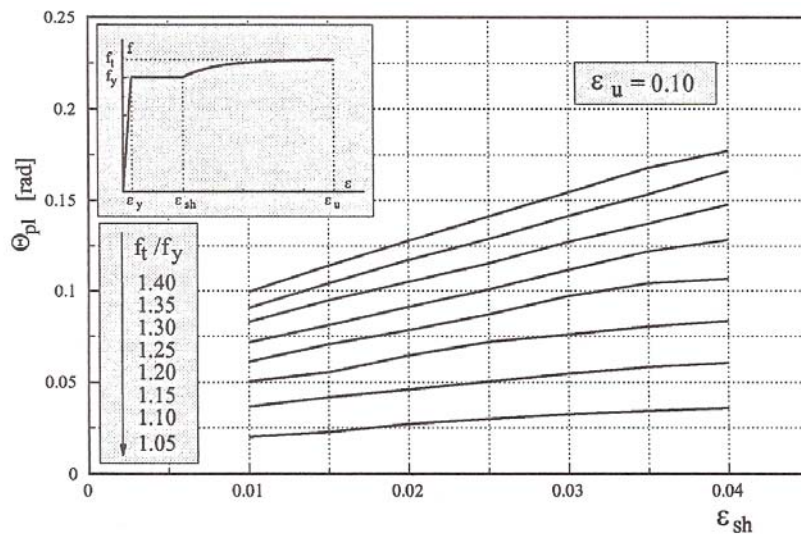
$$p = \left( \frac{f_t}{f_y} - 1 \right)^{0,9} \left[ (\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}) + 4 \cdot (\varepsilon_{sh} - \varepsilon_y) \right]^{0,75} \cong \left( \frac{f_t}{f_y} - 1 \right)^{0,9} (\varepsilon_{su} + 3 \cdot \varepsilon_{sh})^{0,75} \quad [2.5]$$

Ecuación que mantiene la misma apariencia que [2.4], pero incrementada con el término  $\varepsilon_{sh}$ , incremento que tiende a cero cuando  $\varepsilon_{sh}$  tiende a cero.

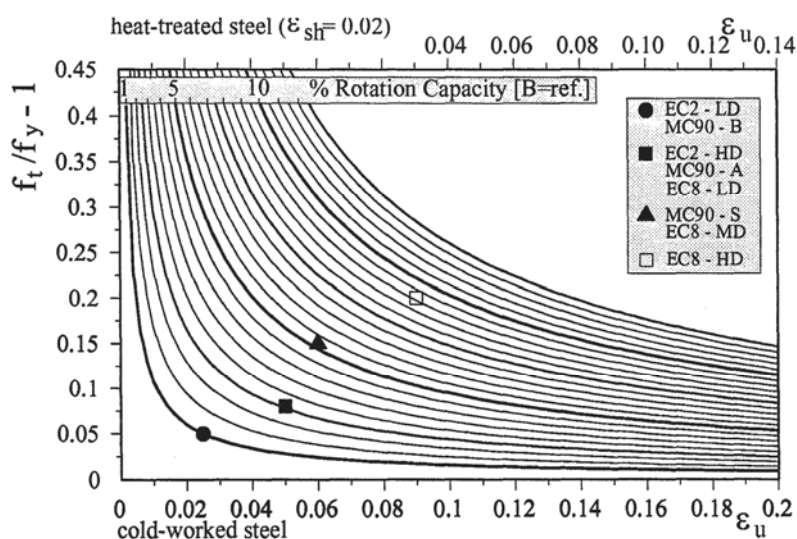
En la **fig. 2.6** se muestran los resultados obtenidos, y se observa cómo, debido al escalón de cedencia, se incrementa la capacidad de rotación de la viga.



**Figura 2.5** Resultados típicos de los parámetros de análisis (rotación plástica) de una viga de hormigón armada con acero laminado en frío [CEB; 1998 a].



**Figura 2.6** Resultados típicos de los parámetros de análisis (rotación plástica) de una viga de hormigón armada con acero laminado en caliente. Se representa el caso más habitual de un acero con una deformación máxima de 0,10 [CEB; 1998 a].



**Figura 2.7** Gráfico de la capacidad de rotación de una sección de hormigón armado con acero laminado en caliente (eje de abscisas superior) o deformado en frío (eje inferior) [CEB; 1998 a].

A partir de la Ec. [2.5], con sólo los parámetros  $\epsilon_{su}$ ,  $\epsilon_{sh}$  y  $f_t/f_y - 1$ , Cosenza elaboró el gráfico de acero equivalente de la **fig. 2.7**. Se ha obtenido utilizando como unidad de capacidad de rotación 1% la obtenida con el acero tipo B según el Código Modelo MC 90 [GEHO-CEB; 1995] (curva primera inferior). Las otras curvas representan los tipos de aceros que proporcionan mayor capacidad de rotación, con un incremento sucesivo del 50%, es decir, de 0,5 ud. El gráfico se ha dibujado para acero deformado en frío (eje de abscisas inferior). Con una traslación del eje (margen superior), el ábaco se puede utilizar para el acero laminado en caliente.

En el gráfico se cita, además del MC 90, el Eurocódigo 2 de 1993 [AENOR UNE-ENV 1992-1-1; 1993] y el Eurocódigo 8 de 1998 [AENOR EN 1998-1; 1998a].

Con este gráfico y con las características mecánicas de cualquier acero, es posible cuantificar la rotación plástica disponible y cualificar la capacidad de ductilidad del acero analizado. En la **Tabla 2.8** se indican los valores de referencia marcados en el gráfico.

**Tabla 2.8** Ductilidad de los aceros según el MC 90 y el EC 8 (1998), con los valores de p.

PARÁMETROS	MC 90 - CLASE B	MC 90 - CLASE A	MC 90 - CLASE S	EC 8 - HD
$\epsilon_{su}$ [%]	2,5	5	6	9
$f_t/f_y$	1,05	1,08	1,15	1,20
p	0,134	0,344	0,695	1,220
Capacidad de rotación [%]	100	257	519	920

## Concepto de acero equivalente según Creazza

Los autores Creazza y Russo [Creazza, G.; 1998] realizaron una propuesta de definición de ductilidad de las armaduras por medio de un parámetro único, el trabajo de endurecimiento del acero (durante la fase de tensión-endurecimiento), que se mide por el área encerrada por la curva tensión-deformación desde la tensión en el límite elástico  $f_y$  hasta la tensión en rotura  $f_s$ , la horizontal que pasa por  $f_y$  y la vertical que pasa por  $f_s$ .

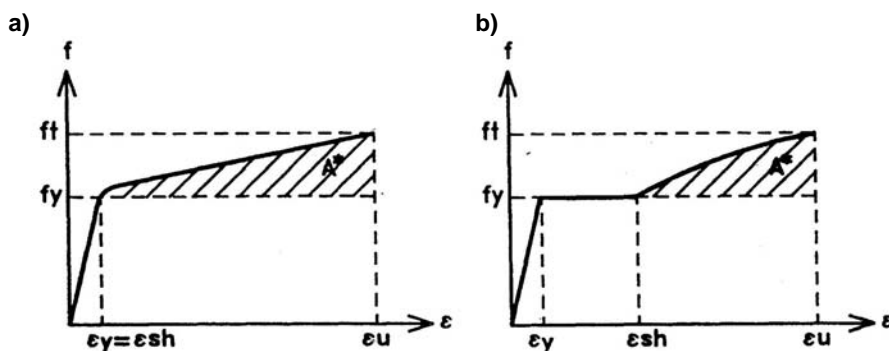
Según que el acero sea deformado en frío o laminado en caliente, con diagramas tensión-deformación distintos, el área considerada  $A_{nom}^*$  es la marcada en la **fig. 2.8**.

El área se puede definir usando la función  $g$  ( $f_y$ ,  $f_t$ ,  $\epsilon_{sh}$ ,  $\epsilon_u$ ). El área rectangular definida por  $f_y$ ,  $\epsilon_y$  y  $\epsilon_u$ , debajo del área rayada, carece de interés porque no proporciona información acerca de la relación  $f_t / f_y$ , y la medición de  $\epsilon_u$ , con un  $\epsilon_y$  virtual constante para todos los tipos de aceros, implícitamente proporciona la misma indicación de alargamiento total. Así, los valores  $f_y$  y  $f_t$  son válidos para predecir la ductilidad en términos de resistencia, mientras que los valores  $\epsilon_{sh}$  y  $\epsilon_u$  son válidos para predecir la ductilidad en términos de alargamientos (deformación).

El valor del área  $A_{nom}^*$  se puede calcular mediante la expresión:

$$A_{nom}^* = \frac{2}{3}(\epsilon_u - \epsilon_y)(f_s - f_y) \quad [2.6]$$

Esta interpretación difiere del concepto de Cosenza. En este caso, la ductilidad es un indicador más de la capacidad de la barra pero no una referencia a su comportamiento en la estructura de hormigón. Sería necesario una campaña de ensayos de cada tipo de acero para determinar el valor de las áreas  $A_{nom}^*$  y poderlos utilizar como referencia.



**Figura 2.8** Diagramas tensión-deformación de los aceros deformados en frío (a) y laminados en caliente (b), con el área nominal  $A_{nom}^*$  rayada.

## Concepto de acero equivalente según Ortega

El parámetro anterior  $A_{nom}^*$  depende del valor del límite elástico. Aceros con los mismos valores de  $f_s / f_y$  y  $\epsilon_{max}$  pero límite elástico más alto, darían mayor  $A_{nom}^*$ , a pesar de que los indicadores que miden habitualmente la ductilidad son los mismos.

Para eliminar la influencia del límite elástico en el parámetro, Ortega [Ortega, H.; 1998] propone como indicador de ductilidad el Índice de Tenacidad ( $I_d$ ), que es el cociente entre la tenacidad (suma de energía elástica más energía plástica) y la energía elástica obtenidas en el ensayo de tracción, por lo que es adimensional:

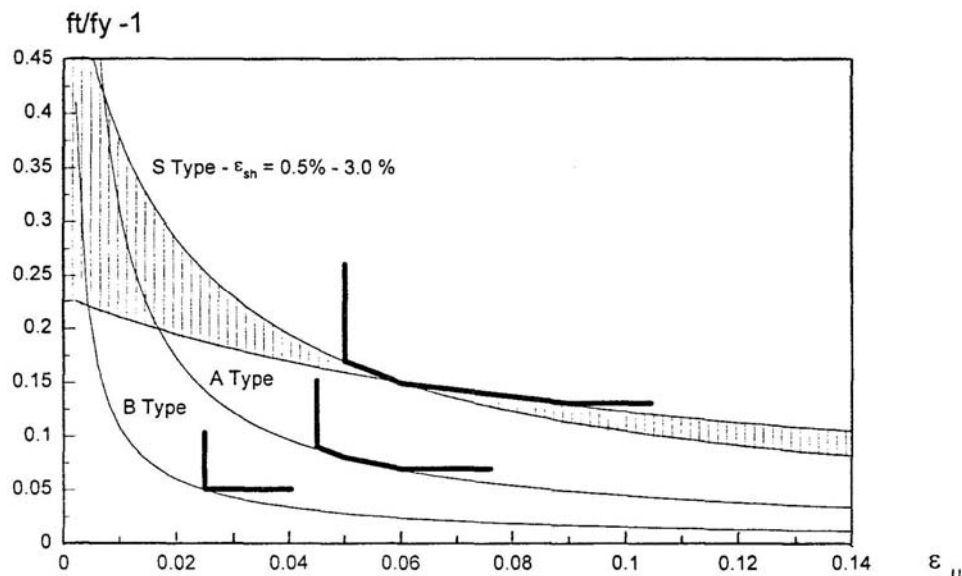
$$I_d = \left(1 + \frac{f_s}{f_y}\right) \cdot \left(\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} - 1\right) \quad [2.7]$$

### Nueva clasificación de ductilidad del acero, según el CEB

En vista del nuevo concepto de acero equivalente, y siendo factible introducir mayor flexibilidad en los límites que definen las clases de ductilidad en las normas, el CEB *Comité Euro-International du Béton*, basándose en la formulación de Cosenza, propone una nueva clasificación de ductilidad del acero, que se recoge en el gráfico de la **fig. 2.9** (líneas gruesas).

El acero de clase S (objeto de este trabajo) se ha considerado como laminado en caliente, con valores de alargamiento en el límite del escalón de cedencia  $\varepsilon_{sh}$  dentro del rango 0,5 a 3,0% (de los ensayos se deduce que un valor medio de  $\varepsilon_{sh}$  podría ser el 2%). La definición de ductilidad de la clase S sería:

$(f_t / f_y - 1)_k \geq 0,13$	y	$\varepsilon_u \geq 9 \%$
$(f_t / f_y - 1)_k \geq 0,15$	y	$\varepsilon_u \geq 6 \%$
$(f_t / f_y - 1)_k \geq 0,17$	y	$\varepsilon_u \geq 5 \%$



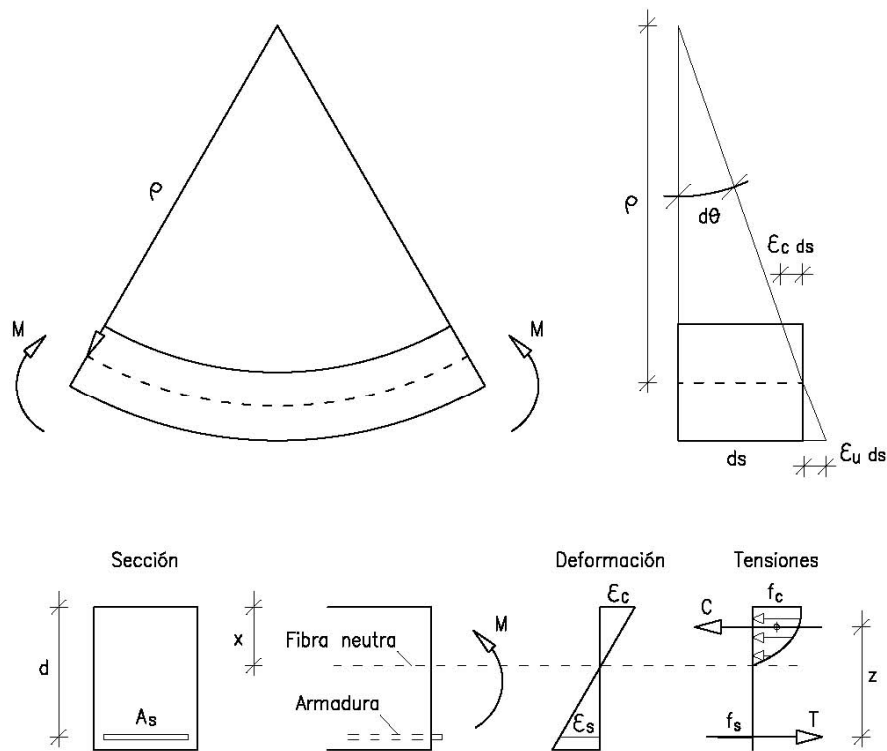
**Figura 2.9** Propuesta de una nueva clasificación de ductilidad, según el CEB.

## 2.4 DIAGRAMA MOMENTO-CURVATURA DE UNA SECCIÓN

El diagrama momento-curvatura  $M-\varphi$  informa acerca del comportamiento de una sección de hormigón armado sometida a una sollicitación flectora. En él se representa, como acción, el momento que solicita a la sección, y como respuesta se indica la curvatura (giro de la sección) que se produce para cada momento aplicado.

Una barra de sección constante  $b \cdot h$  y momento de inercia  $I$  experimenta, bajo un momento flector constante  $M$ , una curvatura uniforme  $\varphi$  (**fig. 2.10**) [Leonhardt; F.; 1985]:

$$\varphi = \frac{1}{\rho} = \frac{M}{E \cdot I} \quad [2.8]$$

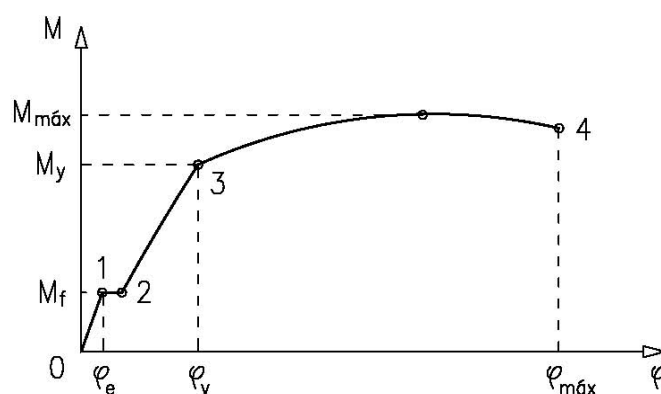


**Figura 2.10** Definición de curvatura. Sección de hormigón sometida a flexión simple.

Al producto  $E \cdot I$  se le denomina rigidez de la sección a flexión.

La curvatura puede expresarse por la relación entre la suma de las deformaciones máximas alcanzadas por el acero y el hormigón, y el canto útil de la sección (suponiendo que la sección permanece siempre plana):

$$\varphi = \frac{\varepsilon_s + \varepsilon_c}{d} = \frac{\varepsilon_c}{x} = \frac{\varepsilon_s}{d - x} \quad [2.9]$$



**Figura 2.11** Diagrama tipo Momento-Curvatura.

En general, el diagrama  $M-\phi$  tiene el aspecto representado en la **fig. 2.11**. Los tramos del diagrama obedecen a distintos comportamientos:

- Tramo 0-1: Tramo lineal desde el inicio hasta que la sección de hormigón se fisura. En ésta etapa, el comportamiento de los materiales es lineal y la inercia de la sección se corresponde con la de la sección bruta de hormigón.

Se define la curvatura elástica como:

$$\phi_e = \frac{M}{E \cdot I} \quad [2.10]$$

En el punto 1 se produce la fisura de la sección, el momento correspondiente es el momento de fisuración  $M_f$ . Como consecuencia, la sección gira hasta que su curvatura alcanza el punto 2.

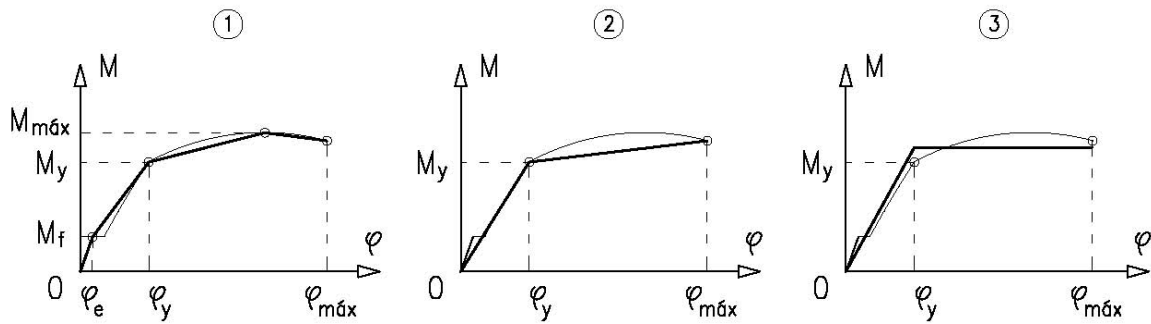
- Tramo 2-3: Tramo también lineal que se produce desde la fisuración hasta que alguno de los dos materiales, acero u hormigón, pierde la linealidad en su comportamiento, es decir, se plastifica. En ese momento se tiene la curvatura al alcanzar el límite elástico  $\phi_y$ .

La pendiente de ésta línea es menor que la del tramo 0-1 debido a que la inercia de la sección es la correspondiente a la sección fisurada (y no a la sección bruta). Ésta sección está formada por la parte de hormigón sin fisurar, en la zona comprimida, y la sección equivalente de las armaduras traccionadas.

- Tramo 3-4: Cuando el hormigón o las armaduras alcanzan su límite elástico, el diagrama cambia bruscamente y describe una rama casi horizontal que pasa por el momento máximo y termina finalmente en el punto de agotamiento, que es aquel en el que el acero o el hormigón, o ambos a la vez, alcanzan su deformación unitaria considerada como máxima (3,5‰ para el hormigón y 10‰ para el acero), que se corresponderá con el valor de curvatura máxima o última ( $\phi_{máx}$  o  $\phi_u$ ) para dicha sección. Cuanto más alto sea ese valor, mayor ductilidad tendrá la sección de hormigón.

La obtención del diagrama  $M-\phi$  con la sección fisurada es compleja y laboriosa, por lo que en muchas ocasiones, en estudios técnicos y científicos, se trabaja con diagramas simplificados. Así, se puede representar el diagrama  $M-\phi$  (**fig. 2.12**) prescindiendo del primer tramo lineal y del escalón horizontal (1), se puede modelizar el comportamiento de los materiales con diagramas bilineales obteniendo diagramas sin tramos curvos (2), o se puede trabajar con el diagrama simplificado rectangular como ley de comportamiento del hormigón y obtener el diagrama  $M-\phi$  con sólo dos puntos (3).



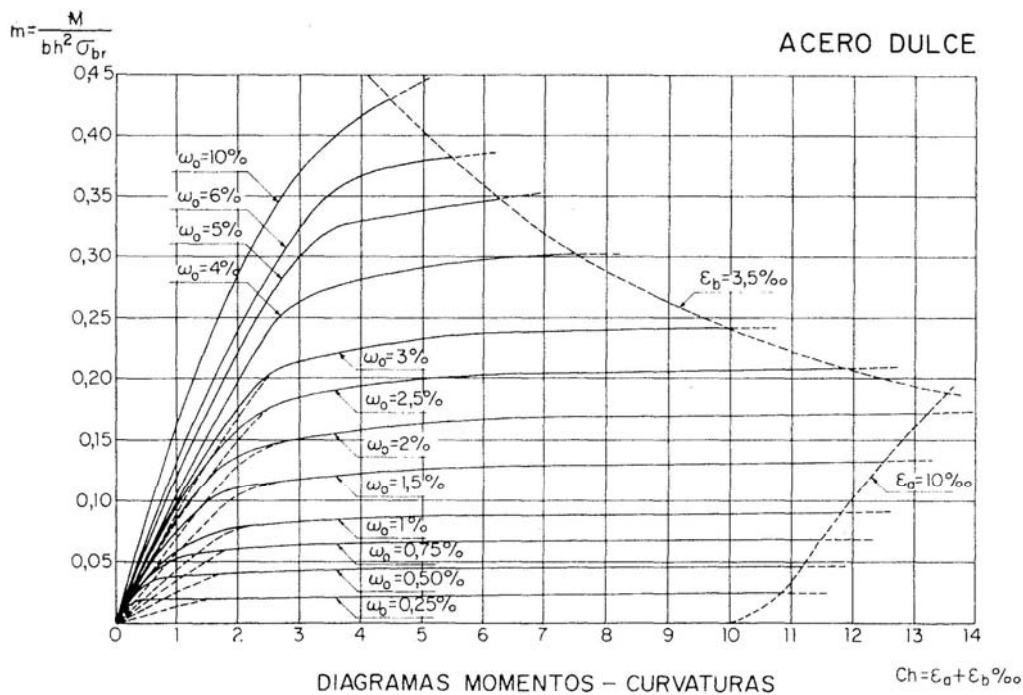


**Figura 2.12** Diagramas momento-curvatura simplificados.

Con cualquiera de los diagramas representados se puede obtener, con suficiente precisión para la mayoría de los casos, la ductilidad de la sección, entendida como el cociente [Calavera, J.; 1999]:

$$D_s = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} \quad [2.11]$$

La forma del diagrama  $M-\varphi$  depende de las características mecánicas del hormigón, de la cuantía de armadura a compresión [Leonhardt, F.; 1985], pero muy especialmente de la cuantía de armadura de la sección a tracción, puesto que condiciona qué material se agota antes, acero u hormigón. En la **fig. 2.13** [M. Calzón, J.; 1972] se muestran los diagramas para distintas cuantías de armado a tracción ( $\omega_o$  [%] =  $A_s/b \cdot h$ ).



**Figura 2.13** Diagramas Momentos-Curvaturas, valores relativos, para varias cuantías de armadura a tracción  $\omega_o$  [M. Calzón, J.; 1972].

Con el fin de obtener un diagrama válido para cualquier sección de hormigón, se representan los momentos relativos, es decir, el cociente entre el momento y el producto  $b \cdot d^2 \cdot f_c$ , y las curvaturas relativas, es decir, el producto  $\phi \cdot h$  ( $= \varepsilon_a + \varepsilon_b$ ).

Puede comprobarse cómo a medida que aumenta la cuantía de acero, aumenta el momento flector que plastifica la sección pero disminuye su ductilidad. Para cada cuantía, el límite de las curvaturas máximas alcanzadas por la sección se marca con las líneas de trazos, unas veces condicionado por la deformación máxima del acero del 10‰, y otras por la deformación máxima del hormigón del 3,5‰.

La máxima curvatura, es decir, la sección con mayor ductilidad, se consigue con una cuantía de acero tal que se alcanzan ambos límites a la vez (punto de intersección a la derecha del diagrama), y eso se corresponde con una profundidad de la fibra neutra de  $0,259d$ , que es el plano de deformación límite entre los dominios II y III, tal como se definen en la instrucción EHE:

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{s,m\acute{a}x} + \varepsilon_{c,m\acute{a}x}}{d} = \frac{0,010 + 0,0035}{d}$$

Las características mecánicas del acero influyen sólo en la curvatura en la fase elástica, no en el agotamiento, puesto que la deformación del acero se limita al 10‰ en todos los casos, valor que superan sobradamente todos los aceros y, en mayor medida aún, los inoxidables, lo que se comprobará en éste trabajo.

El estudio de la ductilidad de las estructuras de hormigón armado a partir de los diagramas  $M-\phi$ , en vez del análisis de los parámetros del acero usualmente contenidos en la instrucción, permite obtener soluciones que en muchos casos son infinitamente más ventajosas [Cobo, A.; 1997].

La obtención analítica del diagrama  $M-\phi$  es asequible en los estados I y II (no fisurado y fisurado, respectivamente), pero cuando uno de los dos materiales comienza a plastificarse (estado III), la variación de la posición de la fibra neutra, así como la distribución de tensiones, tiene una definición más compleja, y son necesarios métodos de cálculo por medio de la iteración [M. Calzón, J.; 1972].

En este trabajo, se ha propuesto un método de cálculo por el que se obtienen un mínimo de tres y un máximo de siete puntos del diagrama  $M-\phi$ , por medio de la iteración, es decir, del tanteo de valores para una variable determinada, en nuestro caso la profundidad de la fibra neutra "x", hasta conseguir el equilibrio de las fuerzas horizontales que actúan sobre la sección. Una vez obtenido el equilibrio, se puede calcular fácilmente el momento flector aplicado y la curvatura alcanzada.

## Capítulo 3

### TÉCNICAS EXPERIMENTALES

#### 3.1 INTRODUCCIÓN

Las técnicas experimentales que se van a utilizar para realizar el presente trabajo son las siguientes:

- Ensayo a tracción de barras corrugadas.
- Ensayo de dureza Vickers de barra corrugada.
- Micrografías de cortes transversales y longitudinales de barras corrugadas.
- Análisis químico de los aceros inoxidables.
- Ensayo a flexión de vigas de hormigón.
- Mediciones electroquímicas de la corrosión de armaduras embebidas en probetas de mortero.

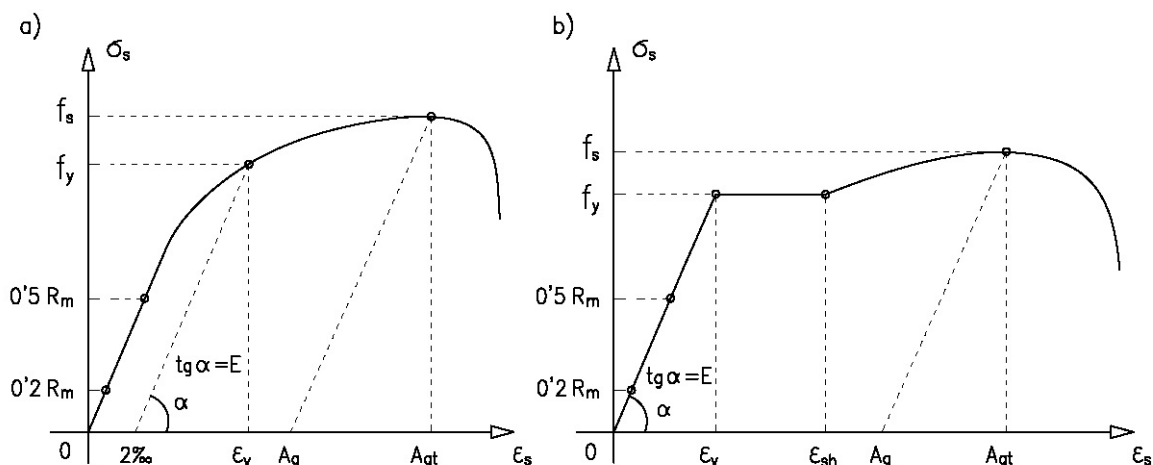
#### 3.2 ENSAYO A TRACCIÓN DE ARMADURAS

De los ensayos a tracción hasta la rotura de las barras corrugadas se obtienen los diagramas tensión-deformación  $\sigma_s$ - $\epsilon_s$ , los valores de resistencia en el límite elástico  $f_y$  y de rotura  $f_u$ , el módulo de elasticidad del acero  $E$  y los parámetros de ductilidad.

Las normas de aplicación para la realización del ensayo son: UNE-EN ISO 15630-1 [AENOR; 2011 b], UNE 36420 [AENOR; 1998 b] y UNE 36745:2004 [AENOR; 2004].

En la **fig. 3.1** se recogen las formas de los diagramas  $\sigma_s$ - $\epsilon_s$  de los aceros al carbono laminados en frío y en caliente, y de los aceros inoxidables, además de las resistencias, valores de elongación y demás parámetros tenidos en cuenta en el ensayo:

- $f_s$  o  $R_m$  [ $N/mm^2$ ]: Resistencia máxima de tracción o carga unitaria de rotura.
- $f_y$ ,  $R_{p0,2}$  o  $\sigma_{0,2}$  [ $N/mm^2$ ]: Resistencia en el límite elástico convencional al 0,2 %.
- $E$  o  $E_s$  [ $N/mm^2$ ]: Módulo de elasticidad longitudinal del acero.
- $\epsilon_y$  [%]: Deformación en el límite elástico.
- $A_g$  [%]: Alargamiento no proporcional porcentual bajo carga máxima o deformación de rotura.
- $A_{gt}$  o  $\epsilon_{m\acute{a}x}$  [%]: Alargamiento total porcentual bajo carga máxima o deformación máxima.



**Figura 3.1** Diagramas tipo tensión-deformación y su nomenclatura: a) Acero al carbono laminado en frío y aceros inoxidables, b) Acero al carbono laminado en caliente.

Para la determinación de las resistencias se utilizará como sección el valor nominal del área de la sección recta transversal de la barra corrugada:

$$\varnothing 6: 28,3 \text{ mm}^2 \quad \varnothing 16: 201,1 \text{ mm}^2 \quad \varnothing 8: 50,3 \text{ mm}^2 \quad \varnothing 20: 314,2 \text{ mm}^2$$

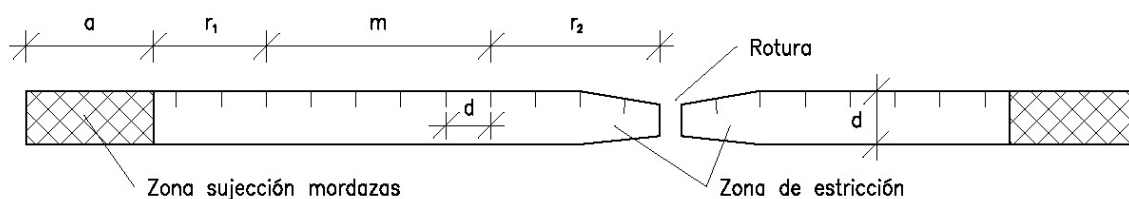
El valor de  $f_y$  se obtendrá, en todos los casos, por la intersección de la curva del diagrama  $\sigma_s$ - $\epsilon_s$  con la recta que pasa por el punto 0,2% de deformación y es paralela a la que pasa por los puntos 0,2 Rm y 0,5 Rm.

El valor de E es la pendiente de la recta que une los puntos 0,2 Rm y 0,5 Rm del diagrama  $\sigma_s$ - $\epsilon_s$ . No debe diferir más del 10% del valor teórico.

Previamente al ensayo, las barras se marcarán en toda su longitud con trazos distanciados entre sí el diámetro de la barra. Para obtener  $A_g$  (**fig. 3.2**) se medirá "m" sobre una de las mitades de la probeta fracturada (que ha recuperado la deformación elástica) entre las marcas previas correspondientes y fuera de la zona de estricción. Se debe cumplir:

- $r_1$  (distancia a las marcas de las mordazas "a")  $\geq 20 \text{ mm}$  o "d".
- $r_2$  (incluye la zona de estricción)  $\geq 50 \text{ mm}$  o 2d.

El valor "m" se medirá entre dos marcas separadas  $13\varnothing$  ( $L_0 = 104 \text{ mm}$  antes del ensayo) en el caso de las barras corrugadas de 8 mm de diámetro,  $6\varnothing$  ( $L_0 = 114 \text{ mm}$ ) para las barras de 16 mm de diámetro y  $5\varnothing$  ( $L_0 = 100 \text{ mm}$ ) para las de 20 mm. Por tanto:



**Figura 3.2** Parámetros para la medición de  $A_g$  sobre la probeta después de la fractura.

$$A_g = \frac{m - L_0}{L_0} \cdot 100 \quad [3.1]$$

El cálculo de la deformación total  $A_{gt}$  se obtiene analíticamente:

$$A_{gt} = A_g + \frac{R_m}{E} \cdot 100 \quad [3.2]$$

Para todos los aceros ensayados se supondrá el valor  $E = 200.000 \text{ N/mm}^2$ .

Los ensayos de tracción de las barras de diámetros 8, 16 y 20 mm se realizarán en el Laboratorio de Materiales de Construcción de la E.U.A.T.M., con una máquina de la marca Ibertest, modelo MIB 60/AM, de 60 t de capacidad. En el ensayo se utilizará un extensómetro de 50 mm.

Los ensayos a tracción de las barras de 6 mm de diámetro se realizarán en el Laboratorio de Ensayos Mecánicos del CENIM-CSIC, con una máquina de la marca Microtest, modelo EM2/100FR, con células de carga de 100 kN y 10 kN. La máquina dispone de un extensómetro de 4 mm y otro de 500 mm.

Ambas máquinas, además de los registros de tiempo y carga aplicada en cada instante, proporcionan los datos de elongación del extensómetro y los de la carrera (mordazas). Como la curva  $\sigma_s - \epsilon_s$  con los datos de la carrera presenta irregularidades por el acoplamiento de las mordazas sobre la barra en los primeros instantes del ensayo, el diagrama  $\sigma_s - \epsilon_s$  definitivo de cada barra se construirá, en la zona elástica o hasta la retirada del extensómetro, con los datos obtenidos del mismo, y a continuación con los datos proporcionados por la carrera ajustados al valor real de  $A_{gt}$ .

### 3.3 DUREZA VICKERS

El ensayo de dureza Vickers para metales se realizará según la norma UNE-EN ISO 6507-1 [AENOR; 2006 b], en el Laboratorio de Ensayos Mecánicos del CENIM-CSIC, con un durómetro de la marca ZWICK, sobre la sección transversal de barras corrugadas de 6 mm de diámetro, laminadas en frío, de los tres aceros inoxidables comparados.

Para ello se cortarán trozos de 1 cm de longitud, se pulirá una cara y se embeberán en un bloque de baquelita para hacer de soporte. El ensayo se realizará en diferentes puntos de la sección transversal de la armadura, con un penetrador de diamante de forma piramidal y base cuadrangular, con un ángulo entre caras opuestas de  $136^\circ$ , aplicando una carga 49,03 N (5 kg, por lo que el ensayo se designa por HV 5) durante 20 segundos.

La superficie de la marca cuadrada que deja el penetrador se calcula midiendo las dos diagonales  $d$ . La dureza Vickers viene determinada por la relación entre la carga  $F$  aplicada en kg y la superficie de la huella marcada por el indentador en  $\text{mm}^2$ :

$$HV5 = 0,102 \frac{2 \cdot F \cdot \sin \frac{136^\circ}{2}}{d^2}$$

Donde  $0,102 = 1/9,8$  factor de conversión de N a kg.

### 3.4 ENSAYO A FLEXIÓN DE VIGAS DE HORMIGÓN

Para comprobar el comportamiento estructural a nivel de pieza de las armaduras de acero inoxidable, se va a ensayar a flexión hasta la rotura seis vigas de hormigón armadas con diferentes cuantías de acero al carbono y de acero inoxidable dúplex.

Las vigas tendrán una sección de 10x15 cm y una longitud total de 120 cm. Se ensayarán con la misma máquina de la marca Ibertest descrita en el ensayo de tracción de las armaduras, que dispone en su parte superior de un mecanismo de compresión. Se aplicarán dos cargas iguales y equidistantes de forma que el tramo central de la viga quede sometido a momento flector constante y esfuerzo cortante nulo.

De cada ensayo se obtendrá:

- El diagrama carga-desplazamiento.
- La longitud y anchura de las fisuras aparecidas en el hormigón a lo largo del ensayo, así como la distancia media entre las mismas.

A partir de los diagramas carga-desplazamiento de cada viga se compararán los resultados con los que se obtengan de forma teórica, según la formulación adoptada por la actual instrucción EHE-08 para las armaduras de acero al carbono. De esta forma se evaluará la posible diferencia de comportamiento de las armaduras de acero inoxidable.

Los métodos para establecer una relación precisa entre las deformaciones de una sección de hormigón y las flechas alcanzadas por la pieza, son complejos, debido al hecho de que la formación de fisuras en el hormigón traccionado, modifica sustancialmente el comportamiento de la pieza en diversos aspectos. Entre labios de fisura, el acero absorbe él sólo el esfuerzo de tracción pero, entre fisuras, se produce el anclaje de la armadura en el hormigón y se transfiere a éste parte de la tracción. Si ésta tracción supera la resistencia a tracción del hormigón, se forma una nueva fisura.

Por lo tanto, la ecuación de curvatura [2.8] tiene diferente valor si se mide en una sección no fisurada de la pieza que si se hace en una fisurada. En el primer caso, se toma el valor de la inercia bruta  $I_b$ , y en el segundo, la inercia fisurada  $I_f$  (que tiene sólo en cuenta la sección sin fisurar de hormigón y la sección de las armaduras). La viga en su conjunto, con secciones fisuradas y sin fisurar, se comporta de forma intermedia.

A partir de una campaña de ensayos, Branson desarrolló una fórmula aproximada para el cálculo de flechas instantáneas [Branson, D.E.; 1977], que parte de definir un momento de inercia equivalente  $I_e$ , que es el que adopta la instrucción EHE-08:

$$I_e = \left( \frac{M_f}{M_a} \right)^3 I_b + \left[ 1 - \left( \frac{M_f}{M_a} \right)^3 \right] I_f \leq I_b \quad [3.3]$$

Donde  $M_f$  es el momento nominal de fisuración de la sección y  $M_a$  es el momento máximo aplicado hasta el instante en que se evalúa la flecha. La fórmula es para secciones rectangulares. Si la pieza no está fisurada, la flecha instantánea se calcula utilizando la inercia bruta, no la equivalente.

El momento de fisuración del hormigón, para una sección rectangular es:

$$M_f = W_b \cdot f_{ct,m,fl} \quad [3.4]$$

Donde:

- $W_b$  es el módulo resistente de la sección de hormigón sin fisurar, respecto a la fibra extrema en tracción, en nuestro caso:

$$W_b = \frac{I_b}{h/2} = 375 \text{ cm}^3$$

- $f_{ct,m,fl}$  es la resistencia a flexotracción del hormigón (h en mm):

$$f_{ct,m,fl} = \max \{ f_{ct,m} \cdot (1,6 - h/1.000); f_{ct,m} \}$$

- $f_{ct,m}$  es la resistencia media a tracción del hormigón, en nuestro caso:

$$f_{ct,m,fl} = 0,30 \cdot f_{c,real}^{2/3}$$

- $f_{c,real}$  es la resistencia característica real del hormigón, que se obtendrá a partir de los valores medios de los ensayos a compresión de las probetas de hormigón que se elaborarán y ensayarán a la vez que las vigas respectivas.

Por último, hay que tener en cuenta que, en la ecuación [2.8], el valor de E es el de la sección completa de hormigón, incluyendo las armaduras (que se homogeneizan con la sección de hormigón multiplicándolas por el coeficiente de equivalencia  $n = E_s/E_c$ ), y considerando la edad real del hormigón en el momento del cálculo.

El módulo de elasticidad del hormigón  $E_c$  varía con la edad del mismo. Para su cálculo a los 28 días, la instrucción EHE-08 establece la siguiente expresión:

$$E_{cm} = 8.500 \cdot \sqrt[3]{f_{cm}} \quad [3.5]$$

Donde  $f_{cm}$  es la resistencia media a compresión del hormigón a 28 días de edad.

Para otra edad t, la instrucción ofrece la siguiente expresión:

$$E_{cm}(t) = E_{cm} \left( \frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0,3} \quad [3.6]$$

Donde  $f_{cm}(t)$  es la resistencia media a compresión del hormigón a t días de edad. En nuestro caso se utilizará la resistencia media a compresión real  $f_{c,real}$ .

Respecto a las fisuras por tracción aparecidas en el hormigón en el tramo central de la viga, se medirán durante el ensayo utilizando un calibre gráfico. Se registrará la carga marcada por la máquina en ese momento, para hacer comparaciones con los cálculos teóricos de apertura de fisura característica  $w_k$  de acuerdo a la formulación recogida por la instrucción EHE-08.

En nuestro caso, a flexión simple y con carga instantánea no repetida:

$$w_k = 1,7 \cdot s_m \cdot \varepsilon_{sm} \quad [3.7]$$

Donde:

- $s_m$  es la separación media entre fisuras, en mm:

$$s_m = 2 \cdot c + 0,2 \cdot s + 0,4 \cdot 0,125 \frac{\phi \cdot A_{c,eficaz}}{A_s}$$

- $\varepsilon_{sm}$  es el alargamiento medio de las armaduras:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[ 1 - \left( \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \geq 0,4 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

- $c$  es el recubrimiento de las armaduras traccionadas: 8 mm en todas las vigas. Es el diámetro de los cercos utilizados, que se colocan en contacto directo con el encofrado para no reducir el canto útil de las vigas.
- $s$  es la distancia entre barras longitudinales:  $s = b/n$ , siendo  $b$  el ancho de la viga (100 mm) y  $n$  el número de barras (1 ó 2).
- $\Phi$  es el diámetro de la armadura longitudinal, 8 ó 16 mm.
- $A_{c,eficaz}$  es el área de hormigón donde las barras traccionadas influyen de forma efectiva en la abertura de fisuras. En nuestro estudio:  $A_{c,eficaz} = 75 \text{ cm}^2$ .
- $A_s$  es la sección total de las armaduras traccionadas.
- $\sigma_s$  es la tensión de la armadura para el momento flector  $M$  aplicado:

$$\sigma_s \simeq \frac{M}{0,8 \cdot d \cdot A_s}$$

Siendo  $d$  el canto útil de la sección: 138 mm para las vigas armadas con barras de 8 mm de diámetro, y 134 mm para las armadas con barras de 16 mm.

- $E_s$  es el módulo de deformación longitudinal de acero:  $200.000 \text{ N/mm}^2$  para el acero al carbono y el resultante de los ensayos para el acero inoxidable.
- $\sigma_{sr}$  es la tensión de la armadura en el instante en que se fisura el hormigón.

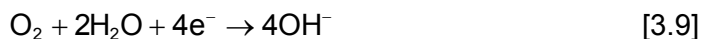
### 3.5 MEDIDAS ELECTROQUÍMICAS DE LA CORROSIÓN

#### 3.5.1 MECANISMO DE LA CORROSIÓN DE LAS ARMADURAS

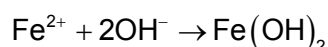
El proceso de corrosión del acero es un proceso electroquímico que se produce en una solución acuosa (la humedad en los poros del hormigón), donde los átomos de mayor energía se ionizan pasando a la solución como cationes, dejando en el metal los electrones cedidos [González, J.A.; 1989]. La reacción, de doble sentido, se expresa así:



Paralelamente, el oxígeno disuelto en el agua de los poros del hormigón que está en contacto con el acero se combina con los electrones suministrados, dando lugar a la formación de iones hidroxilo:



Por último, los iones hidroxilo se combinan con los cationes de hierro para formar el hidróxido de hierro:



A la primera reacción [3.8] se la denomina proceso anódico. Por tratarse de partículas cargadas, se crea una diferencia de potencial en la interfase acero-solución que, al ir aumentando, se opone cada vez con más fuerza al paso de nuevos iones, hasta que a un cierto valor de dicha diferencia de potencial (característico de cada combinación metal-



solución) se alcanza un equilibrio, de forma que el continuo intercambio de partículas entre metal y solución se realiza a igual velocidad en ambos sentidos de la reacción.

A la segunda reacción [3.9] se la denomina proceso catódico, que rompe el equilibrio citado en el párrafo anterior, provocando y condicionando la velocidad de corrosión del acero. La humedad influye enormemente sobre la resistividad del hormigón  $p$ , factor que resulta controlante de la facilidad para moverse los iones en el medio y, por tanto, de la velocidad de corrosión [Andrade, C.; 1984]. En algunas situaciones desfavorables, el progreso de la corrosión depende de procesos distintos al catódico [González, J.A.; 2004].

De esta forma, y por la inevitable heterogeneidad del metal, la superficie de las armaduras (de reactividad elevada por las valencias insatisfechas al tener menos enlaces que los átomos situados en el interior) queda dividida en zonas anódicas y zonas catódicas, situadas en lugares diferentes, desarrollándose en cada una las reacciones citadas. En el ánodo se produce la oxidación del metal, en el cátodo la reducción del oxígeno. Conjuntamente, la reacción total constituye el proceso global de corrosión.

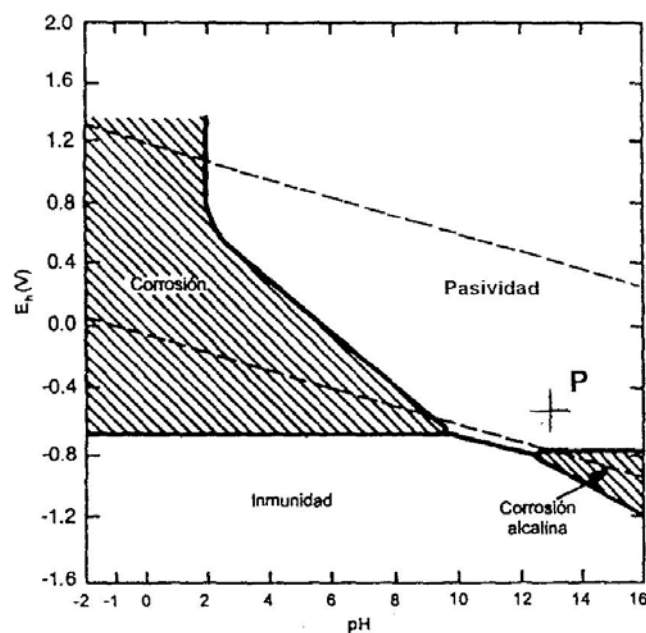
El flujo de electrones desde el ánodo hasta el cátodo, a través de la barra de acero, se produce por la diferencia de potencial existente entre ambos. A un potencial inferior, no se produce disolución del acero. El circuito eléctrico se completa por el movimiento de los aniones y cationes en el electrolito (solución acuosa en los poros del hormigón). Por la existencia de este transporte eléctrico a través del electrolito es por lo que a esta forma de corrosión se la llama corrosión electroquímica.

La reacción de corrosión depende no sólo del potencial, también del pH del medio. De alguna manera, los iones  $H^+$  y  $OH^-$  condicionan las reacciones de corrosión, pues los iones  $Fe^{2+}$  producidos en ellas dan lugar a hidróxidos en presencia de aquellos, a potenciales que ya dependen del pH, compuestos que influyen sobre la velocidad de corrosión, a través de sus características más o menos protectoras. Además, por encima de cierto umbral de potencial, distinto para cada metal, los aceros se disuelven y los hidróxidos previamente precipitados también, para dar iones.

Todo esto se resume de forma gráfica en el diagrama de Pourbaix de la **fig. 3.3**, que representa de forma simplificada las fases en equilibrio del hierro sumergido en agua a 25°C [Pourbaix, M.; 1966]. En el eje vertical se representa el potencial del metal  $E_h$  respecto al electrodo normal de hidrógeno (NHE). En el eje horizontal se representa el  $pH = -\log [H^+]$ . Entre las líneas de trazos superior e inferior el agua es estable a 1 atm de presión. Por encima de la línea superior se desprende oxígeno en forma de gas, y por debajo de la línea inferior, hidrógeno. En presencia de agua, la fase metálica sólo es estable a potenciales inferiores a los de equilibrio, en la zona denominada de inmunidad en el diagrama. En las demás zonas, el metal tiende a corroerse, salvo cuando los productos formados de la corrosión son insolubles y pueden reducir la velocidad de corrosión, separando totalmente el metal del medio agresivo y garantizando su estabilidad química, causando la pasivación del mismo.

Las armaduras embebidas en el hormigón se encuentran habitualmente en el punto P del diagrama, en estado pasivo por el alto pH del medio. Cuando el hormigón se carbonata, reduciendo su pH, el punto P del diagrama se desplaza en horizontal hacia la izquierda, adentrándose en la zona rayada de corrosión.

Los metales sometidos a protección catódica se mantienen en la zona de inmunidad.



**Figura 3.3** Diagrama simplificado de Pourbaix para el hierro en agua a 25°C.

En el caso de la corrosión por cloruros, la capa pasiva se rompe sólo en pequeñas áreas. La corrosión no se produce de forma general sino por picaduras de entre 0,1 y 1 mm, a veces menores [Di Caprio, G. 1999], con una importante reducción de la sección de la armadura. La zona anódica tiene muy poca superficie (centro de la picadura), en comparación con la zona catódica (anillo circundante), lo que crea condiciones de flujo de corrientes anódicas de elevada densidad.

El proceso comienza por una etapa de aireación diferencial en los resquicios del material, en la parte de la armadura situada en una fisura del hormigón (se necesita del concurso del oxígeno), y que la presencia de cloruros transforma en una acidificación local progresiva, hasta que se destruye la capa pasivante [González, J.A.; 2007]. La zona catódica se extiende hasta 20 cm más allá de la fisura [Schiessi, P.; 1997].

No todos los iones cloruros presentes en el hormigón representan peligro para la corrosión. Una parte está ligado químicamente con el aluminato tricálcico del cemento formándose la Sal de Friedel  $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaCl}_2 \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$ , estable aunque disminuya el pH, otra parte queda inmovilizado por enlaces físicos (quedan adsorbidos a los silicatos cálcicos amorfos) y el resto queda en forma de cloruros libres en la solución de los poros del hormigón, que son los que pueden corroer el acero [Lannegrand, R.; 2001].

Los cloruros pueden estar en el hormigón, bien porque se añadan con sus componentes, situación poco habitual por el control que se ejerce sobre los mismos, o bien porque penetren desde el exterior a través de sus poros, situación que se da en ambientes marinos, en edificios que albergan piscinas cubiertas o cuando se utilizan sales de deshielo en el caso de puentes de carretera.

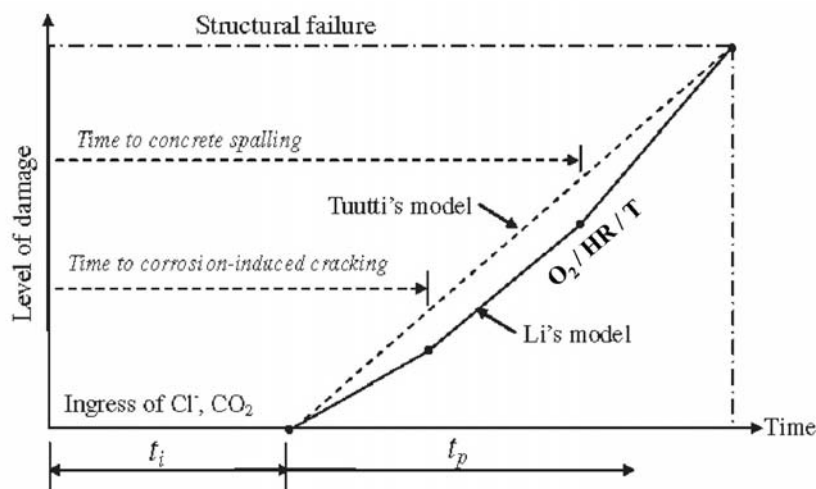
La concentración de cloruros que penetra en el hormigón por difusión decrece desde la superficie hacia el interior. Los ciclos de humectación y desecación de la superficie del hormigón con agua conteniendo cloruros, producen un aumento de éstos en la capa superficial, que penetran por succión capilar [Meira, G.R., et al; 2007].

El tiempo que tardan los cloruros en llegar a las armaduras depende de la concentración de cloruros en el medio exterior, de la naturaleza del catión que acompaña al cloruro, de la calidad del hormigón (tipo y proporción de cemento, proporción de aluminato tricálcico, relación a/c, grado de hidratación o maduración, etc.), de la temperatura y del ancho y cuantía de las fisuras en el hormigón.

Si el hormigón además se carbonata, se produce la liberación de parte de los iones cloruro fijados química y físicamente, aumentando la cantidad de cloruros libres en la solución, incrementándose el riesgo de corrosión.

Los productos derivados de la corrosión son de dos a seis veces más voluminosos que el acero destruido [Otieno, M.B. et al; 2010], lo que provoca tensiones de tracción en el hormigón circundante que terminan fisurándolo, desprendiéndose el recubrimiento.

El diagrama de Tuutti [Tuutti, K.; 1982] muestra de forma simplificada y cualitativa el proceso de degradación de las estructuras de hormigón, más detallado por otros autores como Li [Li, C.Q.; 2004]. En la **fig. 3.4** se representan los diagramas de ambos autores [Otieno, M.B.; 2011]. Hasta el fallo estructural se distinguen cuatro fases: una primera de iniciación, con el ingreso de cloruros y  $\text{CO}_2$  a través del recubrimiento de hormigón, una segunda en la que se inicia la corrosión de las armaduras sin llegar a romper el hormigón, una tercera en la que aparecen las primeras fisuras y desprendimientos del recubrimiento y una cuarta, acelerada por el fácil acceso del oxígeno y el agua, hasta el colapso.



**Figura 3.4** Fases de la corrosión y sus efectos en las estructuras de hormigón armado [Otieno, M.B.; 2011].

## 3.5.2 TÉCNICAS ELECTROQUÍMICAS PARA EL ESTUDIO DE LA CORROSIÓN EN ARMADURAS

### 3.5.2.1 Introducción

Las técnicas electroquímicas de estudio de la corrosión han desplazado, por la superior sensibilidad de las medidas, a las técnicas gravimétricas clásicas. Mientras que la medición de la pérdida de peso por oxidación de una barra puede alcanzar una exactitud de 1 mg, con la instrumentación electrónica actual se pueden medir intensidades de co-

riente con una sensibilidad de 1 nA ( $10^{-9}$  A). Una intensidad de corriente de 10 nA/cm<sup>2</sup>, fácilmente medible, actuando sobre el hierro durante una hora, produce una pérdida de peso de  $1,04 \cdot 10^{-5}$  mg. Es decir, los métodos electroquímicos son unas  $10^6$  veces más sensibles que los gravimétricos [Cobo, A.; 2001].

Las técnicas electroquímicas para la medida de la corrosión que se han utilizado en el presente trabajo, y se tratan a continuación, se pueden clasificar como sigue:

- Técnicas cualitativas:
  - Potencial de corrosión  $E_{\text{corr}}$
- Técnicas cuantitativas:
  - Resistencia de polarización  $R_p$
  - Técnica de pulsos.

### 3.5.2.2 Potencial de corrosión

La electroneutralidad de la materia impone que, en ausencia de perturbaciones externas, hay una estricta equivalencia entre las intensidades de los procesos anódicos  $I_a$  y catódicos  $I_c$ , cumpliéndose que:

$$\begin{aligned} I_t &= I_a + I_c = 0 \\ I_a &= |I_c| = I_{\text{corr}} \end{aligned} \quad [3.10]$$

Donde  $I_t$  es la intensidad total o externa, que es proporcional a la velocidad del fenómeno de corrosión. Al potencial del metal en ese momento se le denomina potencial de corrosión libre  $E_{\text{corr}}$ , potencial mixto, de reposo o en circuito abierto (OCP *Open Circuit Potential*), tiene un valor intermedio entre los potenciales de equilibrio de los procesos parciales anódico y catódico,  $E_a$  y  $E_c$ , y con él hay una transformación neta de metal M (fig. 3.5).

El  $E_{\text{corr}}$  se puede medir con un voltímetro comparándolo con un electrodo patrón de referencia. En un principio se tomó el electrodo normal de hidrógeno ENH (NHE en inglés) al que por convenio se le asignó el valor cero de potencial a cualquier temperatura. Es aquel que resulta de hacer burbujear este gas, a la presión de una atmósfera por una solución ácida de actividad unidad, pH = 0,1, en la que se encuentre sumergido un trozo de platino.

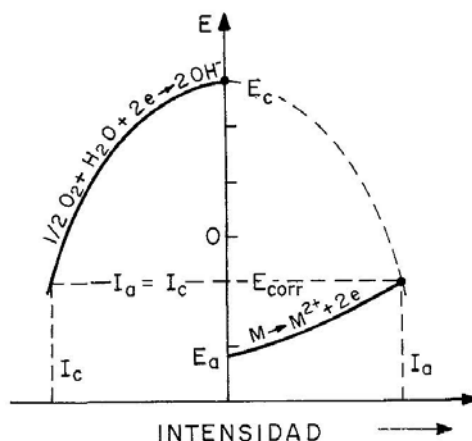


Figura 3.5 Proceso global de corrosión [González, J.A.; 1989].

Como los electrodos de hidrógeno son muy frágiles y sensibles a la contaminación, se suelen tomar otros patrones. El más usual en los laboratorios es el electrodo de calomelanos ECS (SCE en inglés), consistente en mercurio líquido en contacto con cloruro mercurioso ( $\text{Hg}/\text{Hg}_2\text{Cl}_2$ ) en una solución saturada de cloruro potásico. Este electrodo adopta un potencial de +0,24 V con respecto al electrodo de hidrógeno.

El valor del potencial informa, en combinación con el pH del medio, de los posibles estados de la corrosión y da incluso una indicación cinética cualitativa. En general, se puede decir que, si se mide el  $E_{\text{corr}}$  con referencia SCE, la probabilidad de que se presente la corrosión en el caso de armaduras de acero al carbono es [ASTM; 1999]:

- Superior al 90% si  $E_{\text{corr}} < -270 \text{ mV}$ .
- Incierta si  $-270 \text{ mV} < E_{\text{corr}} < -120 \text{ mV}$ .
- Inferior al 10% si  $E_{\text{corr}} > -120 \text{ mV}$ .

El potencial de corrosión de las armaduras embebidas en probetas de mortero se medirá en los Laboratorios del Dpto. de Ingeniería de Superficies, Corrosión y Durabilidad del CENIM-CSIC con un potenciostato-galvanostato modelo 273A de la marca EG&G *Princeton Applied Research* y el software *CorWare 3.1c* (*Scribner Associates Inc.*), disponiendo una celda electroquímica de tres electrodos:

- Electrodo de referencia: de calomelanos SCE ( $\text{Hg}/\text{Hg}_2\text{Cl}_2$  – Sat. KCl).
- Contraelectrodo o anillo de guarda: Es el electrodo utilizado para cerrar el circuito. Está formado por un disco macizo de acero inoxidable de 7 cm de diámetro y 4 cm de altura con un taladro central de 8 mm para colocar en su interior el electrodo de referencia.  
Para asegurar un buen contacto eléctrico durante la medición, se intercalará un paño húmedo entre el contraelectrodo y la probeta de mortero.
- Electrodo de trabajo: es la barra corrugada de acero objeto de estudio sobre la que se realiza la medición.

Conectada la probeta al potenciostato, se dejará estabilizar durante un mínimo de 20 minutos antes de registrar el valor del potencial  $E_{\text{corr}}$ .

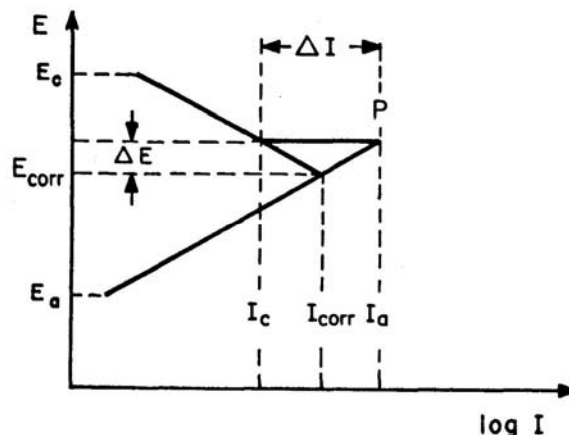
### 3.5.2.3 Resistencia de polarización

La intensidad de corrosión  $I_{\text{corr}}$  no se puede medir instrumentalmente de forma directa debido a la equivalencia [3.10], que hace que no exista corriente neta. Es preciso imponer una alteración al sistema, que rompa la mencionada equivalencia y desplace el sistema de su situación de reposo.

Esto se logra imponiendo por medio de un potenciostato, una señal eléctrica de potencial, es decir, una polarización  $\Delta E$  o movimiento de potencial con respecto a  $E_{\text{corr}}$ , y estudiando la respuesta en corriente del sistema.

La polarización supone un aumento del potencial al que se verifica la semi-reacción anódica y una disminución del potencial correspondiente al proceso catódico. En la **fig. 3.6** se representa el proceso. Aunque las corrientes catódicas se consideran negativas, se suele representar sobre el semiplano positivo.

Con la polarización, el potencial se desplaza a un nuevo valor (punto P) al que corresponde una velocidad de oxidación  $I_a$  (o  $I_{\text{oxid}}$ ), y otra de reducción  $I_c$  (o  $I_{\text{red}}$ ).



**Figura 3.6** Aplicación de una pequeña polarización para romper el equilibrio entre  $I_a$  e  $I_c$  [González, J.A.; 1989].

La diferencia entre ambas es suministrada por el circuito externo (potenciostato) causante de la polarización, y se aprecia instrumentalmente como una corriente total diferente de cero:

$$I_t = I_a - I_c = \Delta I = f(E) \quad [3.11]$$

A la relación entre el potencial impuesto y la intensidad medida se la conoce por curva de polarización potenciostática del sistema.

La curva experimental que se obtiene no se corresponde con las semirreacciones anódica o catódica, sino que es la suma algebraica de ambas [3.10]. Por tanto, la curva aparente, resultante de representar la intensidad media  $I_t$  frente al potencial, es distinta de las curvas representativas de los procesos reales de disolución metálica y de reducción de oxígeno, que son los que reflejan verdaderamente el fenómeno de la corrosión.

En la **fig. 3.7** se recoge el diagrama de polarización de Evans que representa en trazo continuo la curva de polarización experimental o aparente, y en líneas de trazos las correspondientes a los procesos reales. La corriente catódica está abatida sobre el semi-eje positivo, a propuesta de Evans, para facilitar la visualización gráfica de  $E_{corr}$  e  $i_{corr}$  ( $I_{corr}$ ).

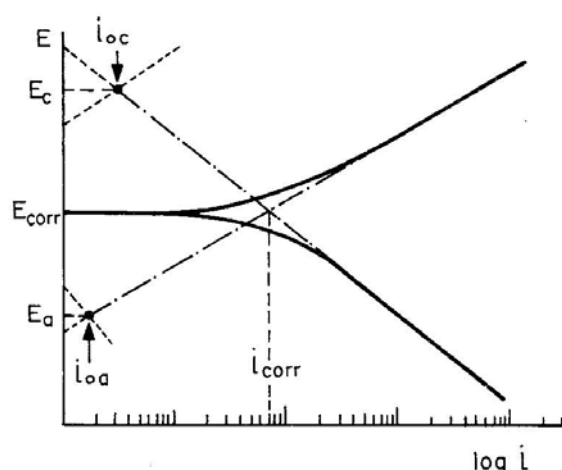
Los valores de intensidad están en coordenadas semilogarítmicas, lo que da lugar a tramos rectos para los procesos controlados por la polarización de activación, que obedecen a la ley de Tafel. Tafel describió en 1905 que la velocidad de reacción, medida por la densidad de corriente, es una función logarítmica:

$$\eta_a = \alpha + \beta \cdot \log i$$

Donde  $\eta_a$  es la polarización,  $i$  es la velocidad de oxidación o reducción en términos de densidad de corriente, y  $\alpha$  y  $\beta$  son constantes. La ecuación de Tafel se puede expresar:

$$\eta_a = -\beta \cdot \log i_0 + \beta \cdot \log i$$

Donde  $i_0$  es la corriente de intercambio y  $\beta$  la denominada pendiente o constante de Tafel. Su valor suele variar entre 0,05 y 0,15 V, estando muy próximo a 0,10 V.



**Figura 3.7** Diagrama de polarización, en coordenadas semilogarítmicas [González, J.A.; 1989].

Por encima de  $E_c$  y por debajo de  $E_a$  coinciden las curvas de polarización reales y las experimentales.

Aunque se puede llegar a las curvas reales de polarización por varios procedimientos, en la práctica no es necesario, pues se puede estimar la intensidad de corrosión a partir de las curvas aparentes o experimentales.

Las intensidades de los procesos anódico y catódico se ajustan a las siguientes expresiones (obtenidas a partir de la teoría de la cinética electroquímica):

$$I_a = i_{\text{corr}} \cdot \exp\left(\frac{\alpha \cdot n \cdot F}{R \cdot T} \eta\right) \quad [3.12]$$

$$I_c = -i_{\text{corr}} \cdot \exp\left(-\frac{\beta \cdot n \cdot F}{R \cdot T} \eta\right) \quad [3.13]$$

Donde,  $i_{\text{corr}}$  es la intensidad buscada,  $\alpha$  y  $\beta$  son los coeficientes relacionados con la caída de potencial a través de la doble capa que rodea el electrodo (normalmente ambos toman un valor cercano a 1/2),  $n$  es el nº de electrones intercambiados en los procesos redox (reducción oxidación),  $F$  es la constante de Faraday (96.500 culombios/mol),  $R$  es la constante de los gases perfectos,  $T$  la temperatura absoluta y  $\eta$  la polarización aplicada.

Cuando se impone la polarización al electrodo, instrumentalmente se aprecia una corriente externa que es la suma algebraica de los dos procesos parciales anteriores. La curva de polarización  $E/I$  es la representación gráfica de esta expresión:

$$I_t = I_a + I_c = i_{\text{corr}} \left[ \exp\left(\frac{\alpha \cdot n \cdot F}{R \cdot T} \eta\right) - \exp\left(-\frac{\beta \cdot n \cdot F}{R \cdot T} \eta\right) \right] \quad [3.14]$$

Partiendo de ésta ecuación, a través de dos métodos diferentes, se puede obtener la velocidad de corrosión. Uno es el método de intersección, que se basa en aplicar polarizaciones suficientemente grandes al electrodo para obtener una recta de Tafel, cuya intersección con el valor  $E_{\text{corr}}$  proporciona el valor de  $i_{\text{corr}}$  (**fig. 3.7**).

Este método posibilita un análisis electroquímico de la cinética del proceso de corrosión, pero tiene la desventaja de que la alta polarización aplicada puede modificar la superficie del electrodo (del acero o armadura objeto de estudio), por lo que sólo se puede aplicar una vez por probeta, desechándola posteriormente.

Por ello, para estudiar la evolución de  $i_{\text{corr}}$  con el tiempo, se aplica el método de resistencia de polarización lineal (LPR *Linear Polarization Resistance*), que utiliza polarizaciones pequeñas ( $\pm 10$  a  $20$  mV respecto al  $E_{\text{corr}}$ ) que no afectan al electrodo, por lo que se puede repetir la medición tantas veces como se desee.

Stern y Geary dieron forma al método LPR [Stern, M.; 1957]. Se basa en el principio de que las curvas de polarización son prácticamente rectas en un pequeño entorno de  $E_{\text{corr}}$ , y su pendiente está relacionada con la velocidad de corrosión.

A partir de las Ec. [3.12], [3.13] y [3.14], y para  $\eta \rightarrow 0$  (polarización muy pequeña), se obtiene la fórmula de Stern y Geary:

$$i_{\text{corr}} = \frac{b_a \cdot b_c}{2,3(b_a + b_c)} \frac{\Delta i}{\Delta E} = B \frac{\Delta i}{\Delta E} = \frac{B}{R_p} \quad [3.15]$$

Donde,  $b_a$  y  $b_c$  son las pendientes de las rectas de Tafel:

$$b_a = \frac{2,3 \cdot R \cdot T}{\alpha \cdot n \cdot F} \quad b_c = \frac{-2,3 \cdot R \cdot T}{\beta \cdot n \cdot F}$$

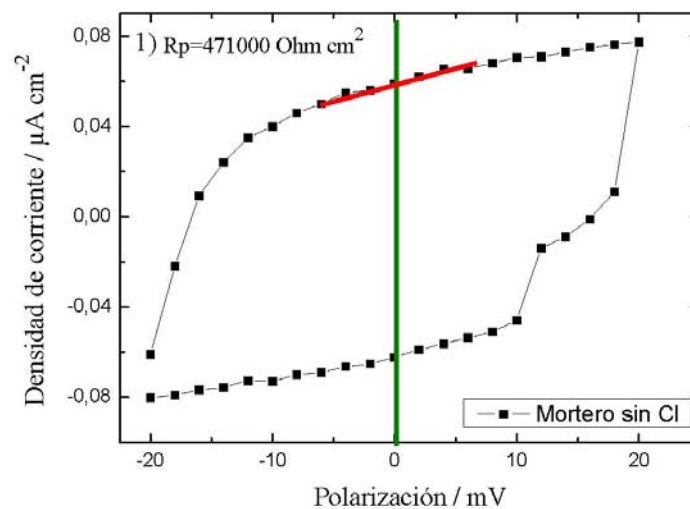
El  $\Delta i$  es la respuesta en corriente en  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ , por unidad de superficie de metal expuesto (que es necesario conocer), a un pequeño escalón de potencial  $\Delta E$  aplicado al sistema (o viceversa). Su cociente es la resistencia de polarización  $R_p$ .

La constante  $B$  adopta valores entre límites muy estrechos, pues tampoco es amplio el margen de variabilidad de las pendientes de Tafel, de manera que es posible la estimación aproximada de  $i_{\text{corr}}$  si se parte de un valor intermedio de  $B$ . En cada sistema se podría determinar con cierta aproximación la constante  $B$  por varios procedimientos. En el caso de las armaduras de acero al carbono, la constante  $B$  toma valores de  $26$  mV, cuando el acero está activo, a  $52$  mV, cuando está pasivo [González, J.A.; 1982] [Andrade, C.; 1996]. Para las de acero inoxidable se mantienen dichos valores aproximados [Criado, M. et al; 2011]. A veces, para ambos aceros, se supone el menor valor citado de  $B$  [García-Alonso, M.C. et al; 2007 a] [Aperador, W.; 2009] [Vedalakshmi, R. et al; 2010].

En la práctica, para determinar la  $R_p$  de las armaduras embebidas en probetas de mortero de este estudio, una vez estabilizado el potencial o, al menos, cuando su variación es lenta, y utilizando el mismo potencióstato y celda electroquímica descritos antes, se aplicará una pequeña polarización  $\Delta E$  de  $\pm 15$  mV a una velocidad de  $0,1667$  mV/s, y se registrará la variación de densidad de corriente  $\Delta i$  (con el potencial en las proximidades de  $E_{\text{corr}}$ ). De este proceso se obtiene el gráfico de la curva de polarización ( $I$  vs.  $E$ , **fig. 3.8**). La  $R_p$  se determina a partir de la pendiente a dicha curva en la zona centrada al valor de  $E_{\text{corr}}$ . [ASTM; 2009 a].

Los errores de medición de  $R_p$  debido a la alta resistividad del mortero se minimizan al estar dotado el potencióstato de un sistema de retroalimentación positiva que compensa instrumentalmente la caída óhmica entre el electrodo de trabajo y el de referencia (lo que representa una fracción apreciable del  $\Delta E$  impuesto).





**Figura 3.8** Método de Resistencia de polarización. El valor de  $R_p$  se corresponde con la pendiente de la recta de trazo de color rojo.

La corrosibilidad del metal será tanto mayor cuanto mayor sea la alteración del sistema ante la perturbación introducida, es decir, cuanto mayor sea la intensidad externa  $I_t$ , para una polarización  $\Delta E$  o, dicho de otra forma, cuanto menor sea  $R_p$ .

Obtenido  $R_p$ , y con un valor medio de la constante  $B$ , se calcula la densidad de corriente de corrosión  $i_{\text{corr}}$  en la ecuación [3.15].

Y por la Ley de Faraday, se puede calcular el avance de la corrosión ( $v_{\text{corr}}$  velocidad de corrosión o C.R. *corrosion rate*), es decir, los  $\mu\text{m}$  de metal que se corroe en un año, según la siguiente expresión [Gu, P. et al; 1996]:

$$v_{\text{corr}} [\mu\text{m/año}] = 3,272 \cdot \frac{i_{\text{corr}} \cdot M}{n \cdot d \cdot A} \quad [3.16]$$

Donde  $i_{\text{corr}}$  está expresado en  $\mu\text{A/cm}^2$ ,  $M$  es el peso atómico del acero (56),  $n$  es la carga iónica (2),  $d$  es la densidad del acero ( $7,9 \text{ g/cm}^3$ ) y  $A$  es el área expuesta de acero, en  $\text{cm}^2$ . Operando:  $v_{\text{corr}} = 11,6 \cdot i_{\text{corr}}$  por cada  $\text{cm}^2$  de armadura expuesta a la corrosión [Vedalakshmi, R., et al; 2010]. Es decir, una densidad de  $1 \mu\text{A/cm}^2$  equivale a una penetración de la corrosión en el acero de  $11,6 \mu\text{m/año}$ .

El inconveniente de este método es que se tiene que conocer el área de armadura expuesta, por lo que sólo se puede aplicar a una probeta en laboratorio y no in situ a una estructura de hormigón.

En la **Tabla 3.1** se reflejan de forma aproximada los valores de  $R_p$ ,  $i_{\text{corr}}$  y avance de la corrosión en función de la velocidad de corrosión. Valores de  $i_{\text{corr}}$  de  $0,1$  ó  $0,2 \mu\text{A/cm}^2$  aparecen en hormigones muy secos, con resistividades muy altas. Valores de hasta  $10 \mu\text{A/cm}^2$  se pueden medir en hormigones carbonatados húmedos (no saturados) y en hormigones con contenido medio de cloruros. Valores entre  $10$  y  $100 \mu\text{A/cm}^2$  (ésta última es la máxima velocidad medida en hormigón sin actuación de corrientes galvánicas) se aprecian en hormigones muy altamente contaminados de cloruros [Andrade, C.; 1989].

En realidad, el valor de  $i_{\text{corr}}$  no está relacionado con la humedad relativa interior del hormigón, que representa el agua evaporable, sino exactamente con el contenido de agua líquida respecto al volumen de poros del hormigón [Andrade, C.; 2002].

Penetraciones de la corrosión en torno a 100-125  $\mu\text{m}$  suelen causar el agrietamiento del hormigón [Andrade, C.; 1993] [González, J.A.; 1984].

**Tabla 3.1** Velocidad de corrosión y parámetros electroquímicos.

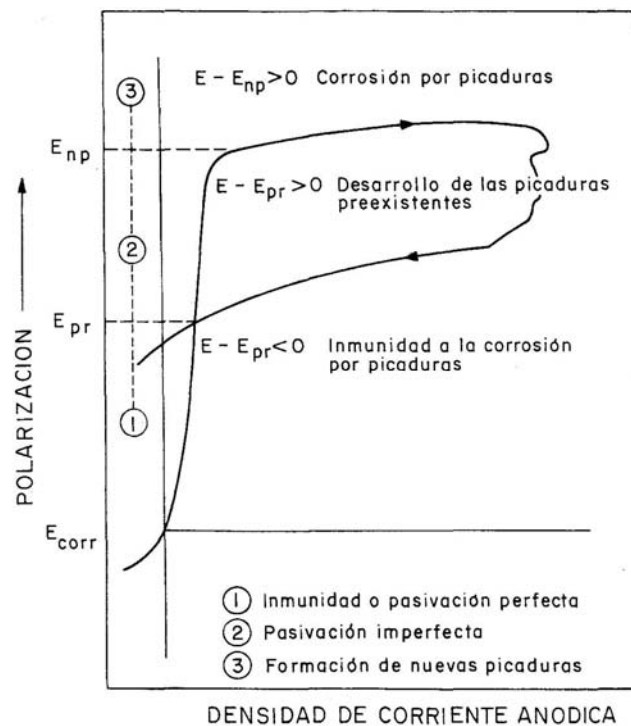
Velocidad de corrosión	$R_p$ [ $\text{k}\Omega \cdot \text{cm}^2$ ]	$i_{\text{corr}}$ [ $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ ]	Avance de la corrosión [ $\mu\text{m}/\text{año}$ ]
Muy elevada	2,5 – 0,25	10 – 100	100 – 1000
Elevada	25 – 2,5	1 – 10	10 – 100
Bajo / moderada	250 – 25	0,1 – 1	1 – 10
Pasiva	> 250	< 0,1	< 1

### 3.5.2.4 Corrosión por picaduras

En el caso de la corrosión por picaduras o *pitting*, al desconocerse la fracción real de superficie de metal afectada, el método LPR sólo puede informar del momento en el que se inicia el ataque local, al variar  $R_p$  uno o varios órdenes de magnitud, pero no permite obtener un valor a considerar de la velocidad de corrosión. Lo que interesa es una medida que determine la probabilidad de aparición de la corrosión localizada. Los métodos electroquímicos que abordan estos problemas son cualitativos, a diferencia de los aplicados para medir las velocidades instantáneas de corrosión en caso de ataque uniforme, que son cuantitativos.

La susceptibilidad a la corrosión por picaduras de los metales puede expresarse por el valor del potencial de electrodo a la que se manifiesta [Brennert, S.; 1976]. Se distinguen dos valores críticos de potencial en la corrosión por picaduras: el potencial de ruptura o de nucleación de picaduras,  $E_r$  o  $E_{np}$ , y el potencial de repasivación o protección,  $E_{pr}$ . El primero indica el límite por encima del cual se inicia la formación de picaduras (depende de la composición de la solución), mientras que el segundo se refiere al límite por debajo del cual el metal permanece pasivo (función de la composición dentro de la picadura) marcando la frontera entre la pasividad estable e inestable, por lo que algunos autores lo consideran el verdadero potencial crítico de picadura que depende del espesor de la capa pasiva [Szkłarska-Smialowska, Z.; 2002]. Valores intermedios de potencial no permiten la formación de nuevas picaduras, pero sí el desarrollo de las existentes.

Para la determinación de estos potenciales se puede proceder de dos formas diferentes, con procedimientos potenciostáticos (se mantiene la probeta en cada valor de potencial hasta alcanzar una densidad de corriente constante) o con procedimientos potenciodinámicos (se impone una variación continua más o menos rápida de potencial). La forma más usual es el trazado de la curva potenciodinámica cíclica (**fig. 3.9**), aunque tiene el inconveniente de que destruye el electrodo y, por lo tanto, no se utilizará en el presente estudio.



**Figura 3.9** Índices de susceptibilidad a la corrosión por picaduras deducidos de la curva cíclica de polarización [González, J.A.; 1989].

El ataque por corrosión no se iniciará mientras que  $E_{corr}$  no sobrepase  $E_{np}$ . Cuanto mayor sea la diferencia  $E_{np} - E_{corr}$  mayor será la resistencia al *pitting* y menos probable su aparición. Si  $E_{pr} > E_{corr}$ , el metal tendrá capacidad de regenerar la capa pasiva ante una eventual ruptura de la misma, y la repasividad será tanto más fácil cuanto mayor sea la diferencia. Si  $E_{pr} < E_{corr}$ , el metal permanecerá en el estado activo una vez destruida la pasividad y las picaduras crecerán sin interrupción.

El metal o la aleación será más efectivo contra el *pitting* cuanto mayores sean  $E_{np}$  y  $E_{pr}$  respecto a su  $E_{corr}$  y menor sea la histéresis anódica ( $E_{np} - E_{pr}$ ). Es decir, cuanto menor sea el potencial crítico  $E_{pr}$  de forma que se garantice la repasivación de las picaduras existentes.

Para ciertos metales se considera como causa necesaria y suficiente para el *pitting* la acidificación local del medio, pero con los aceros inoxidable se cree que debe concurrir, con dicha acidificación, un proceso de adsorción de iones específicos [Álvarez, M.G.; 1984], como los  $SO_4^{2-}$  o los  $Cl^-$ . La estabilidad de las picaduras depende de la concentración local de estos aniones, existiendo un umbral crítico de unos 2 mol/l, sobre el cual tiene lugar el desarrollo de aquellas [Sato, N.; 1981].

Como las picaduras requieren un cierto tiempo de nucleación, que empieza a contar a partir del momento en que se alcanza o sobrepasa el  $E_r$ , potenciocinéticamente se determinan  $E_r$  aparentes mayores que el  $E_r$  real con un error tanto más acentuado cuanto mayor es la velocidad de polarización. De igual modo, las picaduras también necesitan un tiempo de desactivación o repasivación, a partir del momento en el que alcanza el verdadero  $E_{pr}$  en la curva de retorno (tiempo en el que por difusión o convección la concentración aniónica desciende por debajo del umbral crítico de picadura), por lo que

con la velocidad de polarización crece la diferencia entre el  $E_{pr}$  aparente (determinado en el ensayo) y el  $E_{pr}$  real. Por lo tanto, el método potenciodinámico sólo es válido para comparar aleaciones entre sí o para evaluar la existencia o ausencia de susceptibilidad al ataque por picaduras. Para estudios de mayor precisión, en los que se necesite conocer el valor exacto de  $E_r$  y  $E_{pr}$ , se recurrirá a métodos potencioestáticos.

Un estudio reciente realizado con armaduras embebidas en solución saturada de hidróxido cálcico, que simula la solución de poros del hormigón, con diferentes concentraciones de cloruro sódico, utilizando curvas de polarización cíclica, ha demostrado que las nuevas armaduras de acero inoxidable dúplex de bajo contenido en níquel AISI 2001 tienen una resistencia a la corrosión similar a las de acero austenítico AISI 304 [Álvarez, S.M.; 2011].

### 3.5.2.5 Técnica de Pulsos

Las dos limitaciones del método de resistencia de polarización lineal, que suelen carecer de importancia en sistemas con velocidades de corrosión moderadas o rápidas, es importante tenerlas en cuenta en el estudio de la corrosión de los aceros inoxidables. Tales limitaciones son:

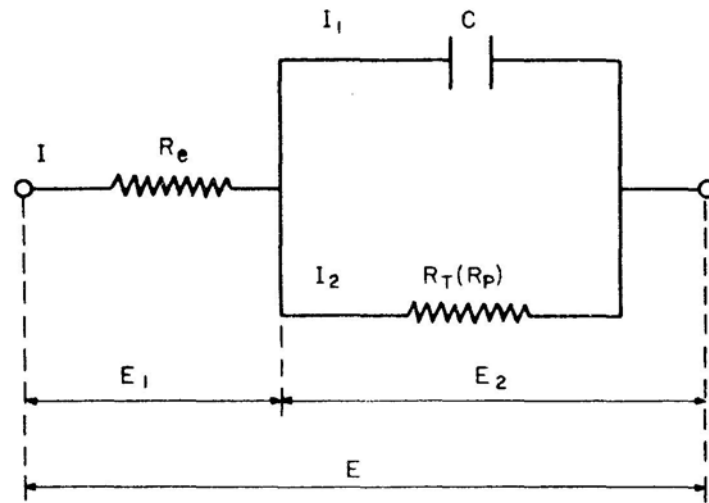
- El tiempo necesario para que el sistema, una vez polarizado, alcance las condiciones del estado estacionario. Los aceros inoxidables pueden requerir varias horas.
- Las posibles perturbaciones inducidas en el electrodo de trabajo por la polarización impuesta, como es el caso de las armaduras embebidas en mortero.

Como la corrosión es un fenómeno de superficie que tiene lugar en la interfase acero-electrolito, con movimiento de partículas con carga eléctrica y en cantidad proporcional al flujo de corriente o de cargas suscitado por el fenómeno, se puede asimilar su comportamiento a resistencias eléctricas. Y como la materia es electroneutra, que ante una disposición de cargas eléctricas sobre su superficie fuerza la imagen de signo contrario en la otra cara de la misma interfase, hace que la doble capa en torno a los electrodos, las películas pasivantes y otras capas superficiales, se comporten como condensadores, o circuitos eléctricos más complejos que tienen condensadores.

Por tanto, se puede simular la respuesta del sistema metal/medio ante una señal eléctrica con un circuito equivalente compuesto de resistencias y condensadores inertes, como el propuesto por Randles [Randles, J.E.B.; 1947] (**fig. 3.10**).

Como la resistencia ofrecida por condensadores e inducciones es función de la velocidad de variación de la señal eléctrica, es decir, de su frecuencia, para obtener una información adecuada de los circuitos equivalentes se aplican señales de corriente alterna con una amplia gama de frecuencias (en lugar de señales de corriente continua como se aplicaba en las mediciones descritas en los apartados anteriores).

En el circuito de Randles de la figura,  $R_e$  representa la resistencia del medio y de las capas superficiales del medio,  $C$  la capacidad de la doble capa, y  $R_T$  la resistencia faradaica o de transferencia de carga que se opone a la reacción de corrosión y sirve para estimar su velocidad. En un sistema bajo control de activación,  $R_T$  es la magnitud medida como resistencia de polarización  $R_p$  con las técnicas de corriente continua, y puede utilizarse en la ecuación de Stern y Geary para estimar la  $i_{corr}$  [Feliú, V. et al; 1998].



**Figura 3.10** Circuito equivalente de Randles para una interfase metal-electrolito [González, J.A.; 1989].

A partir del circuito de Randles se puede demostrar que la respuesta a un escalón de tensión  $\Delta E$  (excitación potenciostática) tiene un componente estacionario  $I_\infty$  y otro transitorio  $I_{tr}$  cuya velocidad de atenuación depende de la constante tiempo  $\tau_e$  que tiende al valor (cuando  $R_T \gg R_e$ ):

$$\tau_e = C \cdot R_e$$

Si lo que se impone al circuito es una señal  $\Delta I$  (excitación galvanostática) la respuesta de potencial  $E$  obedece a una constante tiempo  $\tau_i$  de valor [Otieno, M.; 2010]:

$$\tau_i = C \cdot R_T \quad [3.17]$$

La resistencia a la corrosión es proporcional a  $R_T$  (o a  $R_p$ , pues  $R_T = R_p$  cuando ésta se determina con potenciostatos capaces de compensar la caída óhmica). Como  $R_e$  es muy inferior a  $R_T$  en varios órdenes de magnitud para los aceros inoxidables, resulta que  $\tau_e$  es también muy inferior a  $\tau_i$ , por lo que se puede llegar al estado estacionario, después de una excitación potenciostática, en pocos segundos y no en horas.

La técnica de pulsos que se utilizará consiste en aplicar al electrodo un escalón de potencial  $\Delta E$  de 50 mV durante dos o tres segundos y, para que el error de medida sea despreciable, se debe esperar un tiempo  $5 \cdot \tau_e$  antes de medir  $\Delta I$  para calcular  $R_p$  (aproximadamente 20 s). Se utilizará el potenciostato y la celda electroquímica descrita para las mediciones anteriores.

La respuesta de potencial del sistema (y del circuito de Randles) viene dada por la expresión:

$$\eta_T = \Delta I \cdot R_\Omega + \Delta I \cdot R_p \cdot \left( 1 - \exp\left(-\frac{t}{C \cdot R_p}\right) \right)$$

Donde  $\Delta I \cdot R_\Omega$  es la caída óhmica en el hormigón entre el electrodo de referencia y el de trabajo (la armadura),  $\Delta I \cdot R_p$  es la polarización efectiva en un tiempo de carga suficiente, y  $C \cdot R_p$  es la constante tiempo  $\tau$  del proceso de corrosión.

Cuando la corriente se interrumpe, la carga adquirida por la doble capa se consume gradualmente en la reacción de corrosión. Como el potencial del electrodo pierde inmediatamente la contribución de la caída óhmica, su medición refleja la actual polarización. El potencial tiende a volver al potencial de corrosión en un tiempo  $t$ . Esta variación de potencial con el tiempo se puede expresar por [Bastidas, D.M., et al; 2007]:

$$\frac{\eta_t}{\eta_0} = e^{\left(\frac{-t}{C \cdot R_p}\right)} \quad [3.18]$$

Donde  $\eta_0$  es la máxima polarización en el momento de interrumpir la corriente, y  $\eta_t$  es la polarización en el tiempo  $t$  desde que se interrumpió la corriente.

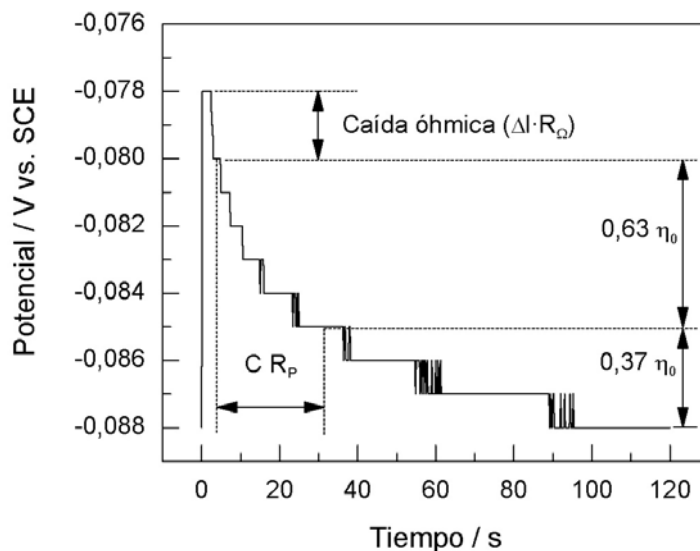
Aceptar la Ec. [3.18] significa asumir que el impulso de carga se consume sólo en la reacción de corrosión, que la polarización de concentración durante el proceso de relajación de potencial es despreciable, que  $\eta_T$  no excede la zona de polarización lineal y que el circuito equivalente asociado al sistema es el de la **fig. 3.10**.

Como, según [3.17]:  $\tau = t = C \cdot R_p$ , resulta:

$$\frac{\eta_t}{\eta_0} = e^{\left(\frac{-t}{C \cdot R_p}\right)} = e^{-1} = 0,37 \quad [3.19]$$

Por lo tanto, como se indica en la **fig. 3.11**, se puede obtener el valor  $C \cdot R_p$  a partir del gráfico obtenido del impulso, descontando la caída óhmica ( $\Delta I \cdot R_\Omega$ ) y buscando la intersección del valor  $0,37 \cdot \eta_0$  con la curva descendente.

A partir del valor  $C \cdot R_p$ , conociendo  $C$  se puede despejar  $R_p$ . El valor de la constante  $C$  toma valores con diferencias de 2 órdenes de magnitud según los autores, para las armaduras embebidas en el hormigón, de 10 a 150  $\mu\text{F}/\text{cm}^2$  [González, J.A. et al; 2001]. Las armaduras activas presentan mayores valores de  $C$  que las pasivas.



**Figura 3.11.** Gráfico obtenido al aplicar un escalón de potencial durante unos segundos.

## Capítulo 4

### **ESTUDIO A NIVEL DE BARRA**

#### **4.1 INTRODUCCIÓN**

Las normativas españolas UNE clasifican los tipos de acero, dimensiones, características geométricas y los métodos de ensayo para barra de acero inoxidable corrugado [AENOR; 1994]. Las normativas ASTM y BS describen la utilización de acero inoxidable en armaduras de hormigón [ASTM; 2009 b] [British Standards Institute; 2009]. Sin embargo, todas estas normativas están basadas en especificaciones para el acero al carbono, por lo que existe poco conocimiento sobre el comportamiento de las estructuras de hormigón armado con acero inoxidable [Cobo, A. et al; 2011].

Por otra parte, la mayoría de los estudios realizados sobre las armaduras de acero inoxidable se centran en sus cualidades de resistencia a la corrosión, y son muy pocos los que analizan sus características mecánicas, que se centran en aspectos como la dureza [Paredes, E.C., et al; 2012] [Blanco, G.; 2006], el comportamiento a fatiga [Real, E., et al; 2008] o la adecuación de su curva tensión-deformación a la propuesta por Ramberg-Osgood [Pajari, M.; 2011], sin entrar a evaluar aspectos tan importantes como la resistencia en el límite elástico o máxima, el módulo de elasticidad o las deformaciones máximas alcanzadas en los ensayos de tracción, así como la repercusión que tienen estas características en el comportamiento estructural a nivel de sección y a nivel de pieza de hormigón.

Para evaluar el comportamiento mecánico y estructural de las armaduras de acero inoxidable, se va a comparar la barra corrugada del nuevo acero dúplex de bajo contenido en níquel EN 1.4482 (AISI 2001), el austenítico EN 1.4301 (AISI 304), y el dúplex EN 1.4362 (AISI 2304), entre sí y con la armadura de acero al carbono utilizada comúnmente en la actualidad, el B-500-SD, que es un acero soldable con características especiales de ductilidad. En adelante, se utilizará la designación AISI.

El trabajo se va a realizar estudiando el comportamiento mecánico y estructural de las armaduras a tres niveles: a nivel de barra, de sección y de pieza.

A nivel de barra, el trabajo se va a desarrollar en dos vertientes:

- Experimentalmente: ensayando a tracción barras corrugadas de diferentes diámetros y sistemas de fabricación de los aceros enumerados.
- Analíticamente: estudiando y comparando los parámetros de ductilidad de cada uno de los aceros ensayados.

El estudio se completará con ensayos de dureza Vickers y con micrografías de los aceros inoxidables comparados.

A nivel de sección, se desarrollarán analíticamente los diagramas momento-curvatura de diferentes secciones de vigas de hormigón armadas con diferentes cuantías de acero inoxidable y de acero al carbono, comparando los resultados entre sí. Esta parte se estudia en el Capítulo 5.

A nivel de pieza, se fabricarán y se ensayarán a flexión hasta la rotura una serie de vigas armadas con diferentes cuantías de acero inoxidable dúplex y de acero al carbono, comprobando su comportamiento a desplazamiento y resistencia por medio de los diagramas carga-desplazamiento, comparando los resultados de los dos aceros entre sí y con los cálculos teóricos obtenidos en base a las características mecánicas que se obtengan de los ensayos de las barras. Esta parte se desarrolla en el Capítulo 6.

## 4.2 TRABAJO EXPERIMENTAL

Para el estudio del comportamiento mecánico de las armaduras de acero inoxidable se han ensayado a tracción hasta la rotura barras corrugadas de los siguientes aceros y diámetros (**Tabla 4.1**):

- Acero al carbono B-500-SD, diámetros Ø8, Ø16 y Ø20.
- Acero inoxidable austenítico AISI 304, diámetros Ø6, Ø8, Ø16 y Ø20.
- Acero inoxidable dúplex AISI 2304, diámetros Ø6, Ø8, Ø16 y Ø20.
- Acero inoxidable dúplex AISI 2001, diámetros Ø6, Ø8, Ø16 y Ø20.

Las barras han sido suministradas por Armacentro S.A. (grupo Armatek) y por Roldán S.A. El acero al carbono está en posesión del certificado de calidad ARCER. Los aceros inoxidables han sido fabricados por Roldán S.A. y están en posesión del certificado de calidad CARES (*UK Certification Authority for Reinforcing Steel*).

Se han elegido los diámetros nominales de 6, 8, 16 y 20 mm por ser los más representativos de la serie de diámetros comercializada y los más utilizados en las estructuras de hormigón en edificación, con el fin de detectar posibles variaciones de los resultados debidos al factor que pudiera introducir el diámetro de la barra ensayada y la forma de laminación en el proceso de fabricación.

**Tabla 4.1** Aceros, diámetros y formas de laminación de las barras corrugadas elegidas para ensayar a tracción.

Diámetro nominal [mm]	Designación del acero			
	B-500-SD	AISI 304	AISI 2304	AISI 2001
6	-	F	F	F
8	F	F	F	C
16	C	C	C	C
20	C	C	C	C

F: Laminado en frío. C: Laminado en caliente



Las barras corrugadas Ø16 y Ø20, de los cuatro tipos de acero, y las Ø8 del dúplex AISI 2001, han sido elaboradas mediante laminación en caliente. El resto de barras Ø8 y todas las Ø6 se han fabricado mediante laminación en frío.

En la **Tabla 4.2** se indica la composición química de los aceros estudiados. Los análisis se han realizado con un Espectrómetro de Emisión Óptica por Arco/Chispa, Modelo SPECTROMAXx, en los laboratorios del CENIM-CSIC, sobre barras Ø16.

A partir de las barras corrugadas suministradas de 6 metros de longitud, y para cada uno de los aceros y diámetros seleccionados, se han cortado dos probetas, denominadas A y B, de 500 mm de longitud cada una.

En las **fig. 4.1 a 4.4** se muestran las probetas de los diámetros Ø8, Ø16 y Ø20, del acero al carbono B500SD, del austenítico AISI 304, y de los dúplex AISI 2304 y AISI 2001 respectivamente. Las barras se han marcado en toda su longitud con trazos separados el diámetro nominal de la barra para poder medir, después del ensayo, el alargamiento no proporcional porcentual bajo carga máxima  $A_g$  [%]. Se puede apreciar que las corrugas de las barras Ø8 de acero AISI 2001, laminadas en caliente, son más grandes y remarcadas que sus homólogas de los otros aceros inoxidables, que son laminadas en frío.

En la **fig. 4.5** se muestran las probetas de barras corrugadas Ø6, de los tres aceros inoxidables objeto del estudio, preparadas para el ensayo a tracción.

El ensayo de dureza Vickers se ha realizado sobre barras corrugadas Ø6 de cada uno de los tres aceros inoxidables comparados. Se ha cortado un trozo de 1 cm de longitud de cada barra, y se han embebido en un molde de baquelita, dejando expuesta la sección transversal de cada barra (**fig. 4.5**).

Los ensayos a tracción se han realizado de acuerdo a las normas UNE-EN ISO 15630-1 [AENOR; 2011 b], UNE 36420 [AENOR; 1998 b] y UNE 36745:2004 [AENOR; 2011 b].

**Tabla 4.2** Composición química de los cuatro aceros ensayados.

Composición química [%] (a)	B 500 SD	AISI 304	AISI 2304	AISI 2001
C	0,450	0,023	0,019	0,028
Si	0,22	0,28	0,35	0,65
Mn	0,72	1,41	0,81	4,19
P	< 0,01	0,034	0,029	0,023
S	0,022	0,023	< 0,010	< 0,010
Cr	0,13	18,07	22,75	20,07
Ni	0,13	7,93	4,32	1,78
Cu	0,18	0,33	0,31	0,08
N	-	0,050 (b)	0,1380 (b)	0,1290 (b)
Mo	-	0,22	0,29	0,22
Ti	-	-	0,0290 (b)	0,0060 (b)

(a) Resto Fe.

(b) Según certificado de inspección del fabricante.



**Figura 4.1** Barras corrugadas Ø20, Ø16 y Ø8, de acero B-500-SD, marcadas para el ensayo a tracción.



**Figura 4.2** Barras corrugadas Ø20, Ø16 y Ø8, de acero austenítico AISI 304, marcadas para el ensayo a tracción.



**Figura 4.3** Barras corrugadas Ø20, Ø16 y Ø8, de acero inoxidable dúplex AISI 2304, marcadas para el ensayo a tracción.



**Figura 4.4** Barras corrugadas Ø20, Ø16 y Ø8, de acero inoxidable dúplex AISI 2001, marcadas para el ensayo a tracción.



**Figura 4.5** Armaduras Ø6 de los aceros AISI 304, AISI 2304 y AISI 2001, preparadas para el ensayo a tracción, y probeta de baquelita para los ensayos de dureza Vickers HV5.

Los ensayos a tracción de las barras Ø8, Ø16 y Ø20 se han realizado en el Laboratorio de Materiales de Construcción de la Escuela Universitaria de Arquitectura Técnica de Madrid, utilizando una máquina universal de ensayos de la marca Ibertest, modelo MIB 60/AM (**fig. 4.6 y 4.7**), de 600 kN de capacidad, equipada con un extensómetro de 50 mm de longitud.

Las barras Ø6 se han ensayado en el Laboratorio de Ensayos Mecánicos del CENIM-CSIC, con una máquina universal de ensayos de la marca Microtest, modelo EM2/100 FR, con células de carga de 100 kN y 10 kN, que dispone de un extensómetro de 4 mm y otro de 500 mm de recorrido máximo.

Los ensayos de dureza Vickers HV5 se han realizado en el Laboratorio del CENIM-CSIC, con un durómetro de la marca ZWICK, con punta de diamante en forma de pirámide cuadrangular según norma UNE-EN ISO 6507-1:2006 [AENOR; 2006 b]. También se han obtenido en el Laboratorio de Metalografía Óptica del CENIM-CSIC micrografías de los cortes transversales y longitudinales de las barras Ø8 y Ø16 de los tres aceros inoxidables comparados.



**Figura 4.6** Máquina Universal de ensayos Ibertest, modelo MIB 60/AM.



**Figura 4.7** Detalle del extensómetro de 50 mm, acoplado a una barra Ø20 de acero B500SD.

## 4.3 RESULTADOS

### 4.3.1 RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE TRACCIÓN

En la **Tabla 4.3** se recogen los resultados de los ensayos de tracción de las barras corrugadas de los cuatro aceros en sus distintos diámetros, con la nomenclatura, definiciones y formulación definidas en el Capítulo 3.

En la **fig. 4.8** están representadas las curvas tensión-deformación de las seis barras corrugadas ensayadas de acero al carbono. Se puede comprobar la gran diferencia de comportamiento entre las barras laminadas en frío (Ø8) y las barras laminadas en caliente (Ø16 y Ø20). También se observa cierta diferencia de resistencias en el límite elástico y máxima entre las barras de diámetro Ø16 y las de Ø20, a favor de las primeras.

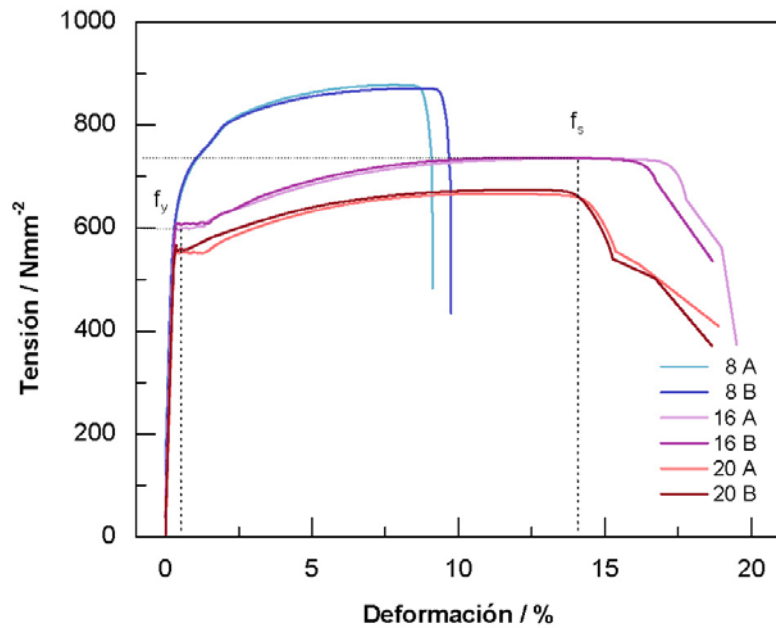
**Tabla 4.3** Resultados de los ensayos de tracción de las barras corrugadas de los cuatro aceros.

Acero	Ø [mm]	Probeta	$f_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	E [N/mm <sup>2</sup> ]	$\varepsilon_y$ [%]	$A_g$ [%]	$A_{gt}$ [%]
B-500-SD	8	A	878	679	221.202	0,59	7,69	8,13
		B	872	689	211.434	0,61	8,17	8,61
	16	A	735	598	212.531	0,54	13,39	13,76
		B	736	607	200.866	0,55	12,50	12,87
	20	A	667	552	202.407	0,50	11,10	11,34
		B	675	560	208.821	0,52	12,00	12,34
AISI 304	6	A	834	743	190.595	0,80	-	8,86
		B	831	733	180.121	0,82	-	10,72
	8	A	1.059	1.032	130.406	1,19	5,29	5,82
		B	1.062	1.023	159.508	1,00	5,29	5,82
	16	A	732	529	177.625	0,53	18,75	19,12
		B	754	568	170.432	0,57	17,86	18,24
	20	A	738	539	186.256	0,52	30,50	30,87
		B	719	476	171.750	0,51	29,00	29,36
	6	A	958	918	132.261	1,51	-	2,07
		B	968	906	151.365	1,01	-	1,78
	8	A	1.066	1.000	193.578	0,83	6,25	6,78
		B	1.066	1.007	184.166	0,87	6,73	7,26
AISI 2304	16	A	726	543	175.453	0,54	21,43	21,79
		B	697	515	181.883	0,51	26,79	27,13
	20	A	746	608	185.543	0,57	28,00	28,37
		B	748	610	182.733	0,56	22,50	22,87
AISI 2001	6	A	1.077	1.041	124.893	1,66	-	2,31
		B	1.096	1.016	138.931	1,10	-	11,68
	8	A	732	525	199.550	0,48	28,85	29,22
		B	735	537	192.879	0,52	29,81	30,18
	16	A	753	566	179.131	0,52	27,23	27,61
		B	727	532	174.557	0,49	27,68	28,04
	20	A	703	499	181.772	0,52	28,50	28,85
		B	705	574	164.469	1,17	28,00	28,35

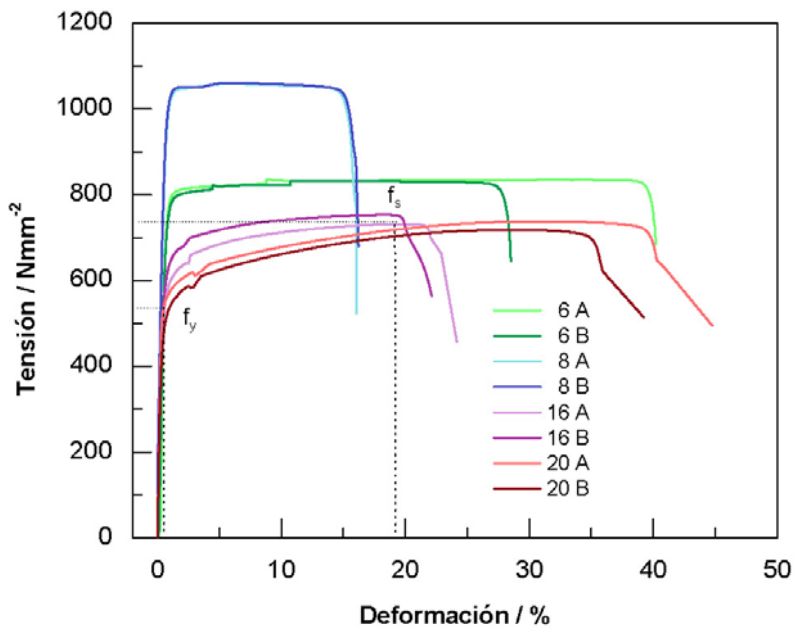
Los diagramas tensión-deformación de las probetas de acero inoxidable austenítico AISI 304 se representan en la **fig. 4.9**. En este caso, la diferencia de comportamiento entre las barras laminadas en frío (Ø8) y las laminadas en caliente (Ø16 y Ø20) es mayor que en el acero al carbono, no tanto para las barras Ø6.

El laminado en frío incrementa las resistencias en el límite elástico y de rotura en mayor medida en el acero austenítico que en el acero al carbono, pero disminuyendo, también en mayor medida, su deformación máxima. Dicha deformación es menor del 6% en las barras Ø8, y menor del 11% en las barras Ø6, por lo que las ramas aparentemente horizontales del gráfico son en realidad descendentes e inútiles a efectos de ductilidad.

En cambio, las barras de acero inoxidable austenítico laminadas en caliente alcanzan deformaciones máximas superiores que sus homólogas de acero al carbono, manteniendo valores similares de resistencias en el límite elástico y máxima. Destaca la alta deformación máxima alcanzada por las barras Ø20, más del doble que sus homólogas de acero al carbono.

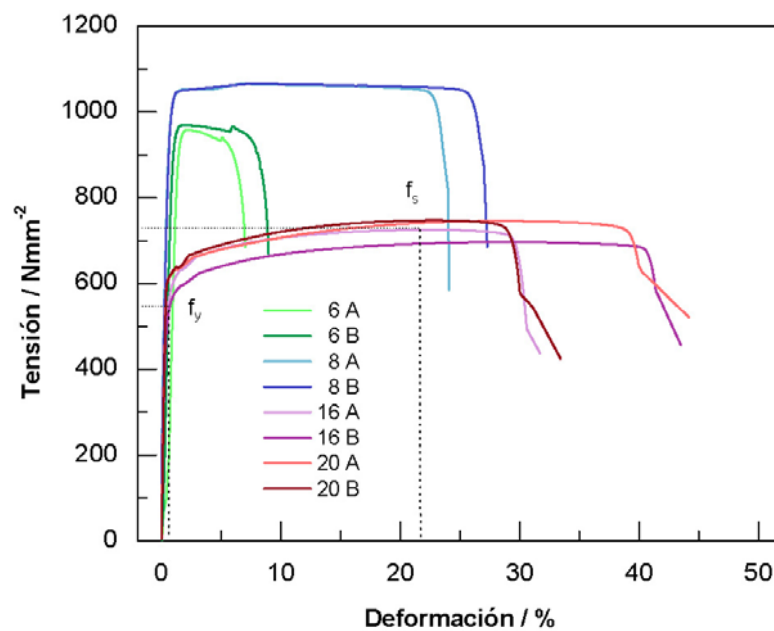


**Figura 4.8** Diagramas tensión-deformación de las seis barras corrugadas ensayadas de acero al carbono B-500-SD.

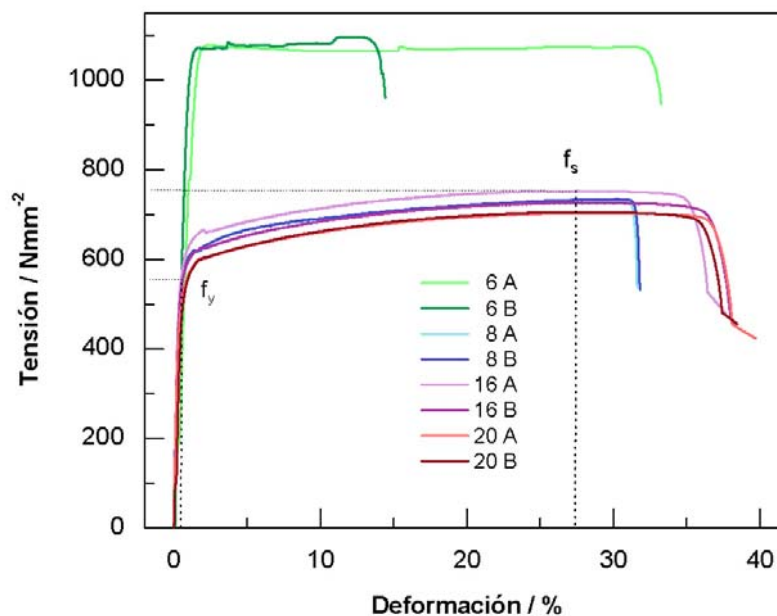


**Figura 4.9** Diagramas tensión-deformación de las ocho barras corrugadas ensayadas de acero inoxidable AISI 304.

En la **fig. 4.10** se representan las curvas tensión-deformación de las barras de acero inoxidable dúplex AISI 2304. Las barras laminadas en frío Ø6 han desarrollado una escasa deformación en rotura, la menor de todas las ensayadas, rompiendo las dos probetas cerca de la zona de amarre. Las barras Ø8, Ø16 y Ø20 se han comportado de forma muy similar a sus homólogas de acero inoxidable austenítico.



**Figura 4.10** Diagramas tensión-deformación de las ocho barras corrugadas ensayadas de acero inoxidable dúplex AISI 2304.



**Figura 4.11** Diagramas tensión-deformación de las ocho barras corrugadas ensayadas de acero inoxidable dúplex AISI 2001.

Por último, en la **fig. 4.11** se representan los diagramas tensión-deformación de las probetas de acero inoxidable dúplex AISI 2001. En este caso, las curvas tensión-deformación de las barras Ø8, Ø16 y Ø20, todas ellas laminadas en caliente, son muy similares entre sí, lo que demuestra que el diámetro de la barra no es determinante en sus características mecánicas y sí la forma de fabricación. Las barras de diámetro Ø6 han alcanzado resistencias ligeramente mayores que sus homólogas de los otros aceros inoxidables, pero también con deformaciones máximas muy escasas, porque la rama del gráfico de la probeta A que se aprecia horizontal, es realmente descendente desde una deformación máxima de sólo el 2,31%.

### 4.3.2 RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE DUREZA VICKERS

En la **Tabla 4.4** se recogen los resultados de los ensayos de dureza Vickers realizados sobre la sección transversal (a lo largo del diámetro) de las barras de 6 mm de diámetro de los tres aceros inoxidable estudiados, todas ellas laminadas en frío.

La deformación plástica en frío induce en todos los materiales metálicos un aumento general de las características mecánicas y en particular de la dureza. Esto se acentúa en los aceros inoxidables. El incremento de la dureza se debe al elevado factor de acritud que poseen los aceros inoxidables, que también incrementa la carga en el límite elástico y la de rotura, pero disminuye el alargamiento y el módulo de elasticidad [Di Caprio, G.; 1999].

En los aceros inoxidables austeníticos se incrementa el efecto, porque la austenita, que es muy dúctil, al deformarse en frío se transforma parcialmente en martensita, de mayor resistencia y dureza. Y ocurre en mayor medida conforme aumenta el contenido de níquel, que es un elemento formador de austenita.

**Tabla 4.4** Resultados de los ensayos de dureza Vickers sobre las barras Ø6, laminadas en frío.

Barras corrugadas Ø6	Tipo acero inoxidable		
	AISI 304	AISI 2304	AISI 2001
HV 5	345	340	409
	304	351	343
	281	374	388
	271	325	399
	332		

Como se comprueba de los resultados del ensayo, la barra austenítica AISI 304 consigue un 27% de incremento de su dureza del centro de la barra a la superficie, mientras que la barra dúplex AISI 2304 no experimenta incremento alguno.

En el caso de la barra dúplex AISI 2001 el incremento de dureza es del 19%, lo que se puede explicar por su contenido en manganeso (el 4,19%), que es un sustituto del níquel como elemento formador de austenita.



### 4.3.3 MICROGRAFÍAS

En la **fig. 4.12** se recogen las micrografías obtenidas mediante microscopía óptica de los cortes transversales y longitudinales de las barras Ø8 de los tres aceros inoxidables estudiados. En la **fig. 4.13** se representan las de las barras Ø16.

Las barras se han cortado con disco abrasivo para no modificar la estructura característica del material, y se han preparado primero mediante un desbaste, utilizando papel abrasivo de finura de grano creciente, después un pulido mecánico a espejo con paño y suspensión en alúmina, y posteriormente se han atacado electroquímicamente mediante inmersión en una solución al 20% de ácido nítrico, 60% de ácido clorhídrico y 20% de metanol durante un minuto en el caso de las barras de acero austenítico, y en una solución al 10% de ácido oxálico durante treinta segundos en el caso de las de acero dúplex.

Las barras de acero AISI 304 presentan una estructura poligonal de color claro típica de la austenita. Los puntos negros son inclusiones no metálicas de carburo de cromo. En los cortes longitudinales se aprecian las maclas de deformación, que siempre son más evidentes en los aceros austeníticos que en los dúplex. En la barra Ø8 son mayores las maclas que en la Ø16, porque es laminada en frío y su estructura se ha transformado parcialmente de austenita, muy dúctil, a martensita, de mayor resistencia y dureza.

Las barras de acero dúplex AISI 2304 y AISI 2001 presentan una estructura típica de láminas alternadas formadas por ferrita, bandas de color oscuro, y austenita, granos poligonales de color claro. En el caso de las barras Ø8 no se aprecian diferencias entre sí a pesar de que la de acero AISI 2304 es laminada en frío y la de acero AISI 2001 es laminada en caliente. Los procesos de transformación por la deformación en frío no se producen en los aceros inoxidables dúplex como en los austeníticos.

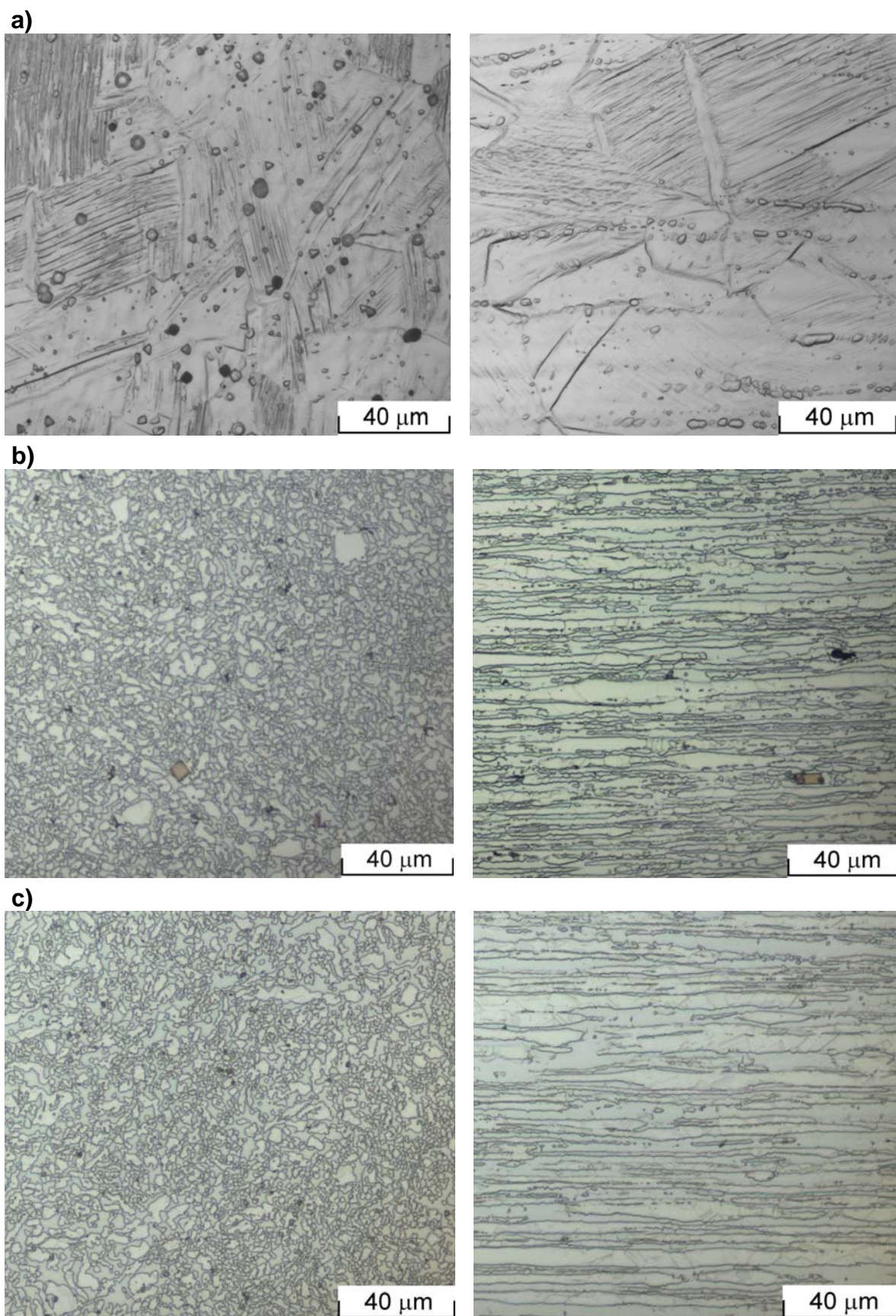
### 4.3.4 RESULTADOS DE LOS CÁLCULOS DE DUCTILIDAD

A partir de los resultados de los ensayos de tracción, se han calculado los parámetros de ductilidad de los cuatro aceros, de acuerdo a los siguientes criterios:

- 1.- El establecido en las diferentes normativas europeas citadas en el Capítulo 2, apartado 2.3.2.2:
  - Relación  $f_s/f_y$  o ratio de endurecimiento a tracción.
  - Deformación para la carga máxima  $\epsilon_{m\acute{a}x}$  o  $A_{gt}$ .
- 2.- El concepto de acero equivalente según Cosenza (parámetro  $p$ , Ec. [2.4] y [2.5]), Creazza (área  $A_{nom}^*$ , Ec. [2.6]) y Ortega (índice de tenacidad  $I_d$ , Ec. [2.7]).
- 3.- La propuesta del CEB de la nueva clasificación de ductilidad del acero, en este caso, para el de alta ductilidad Clase S.

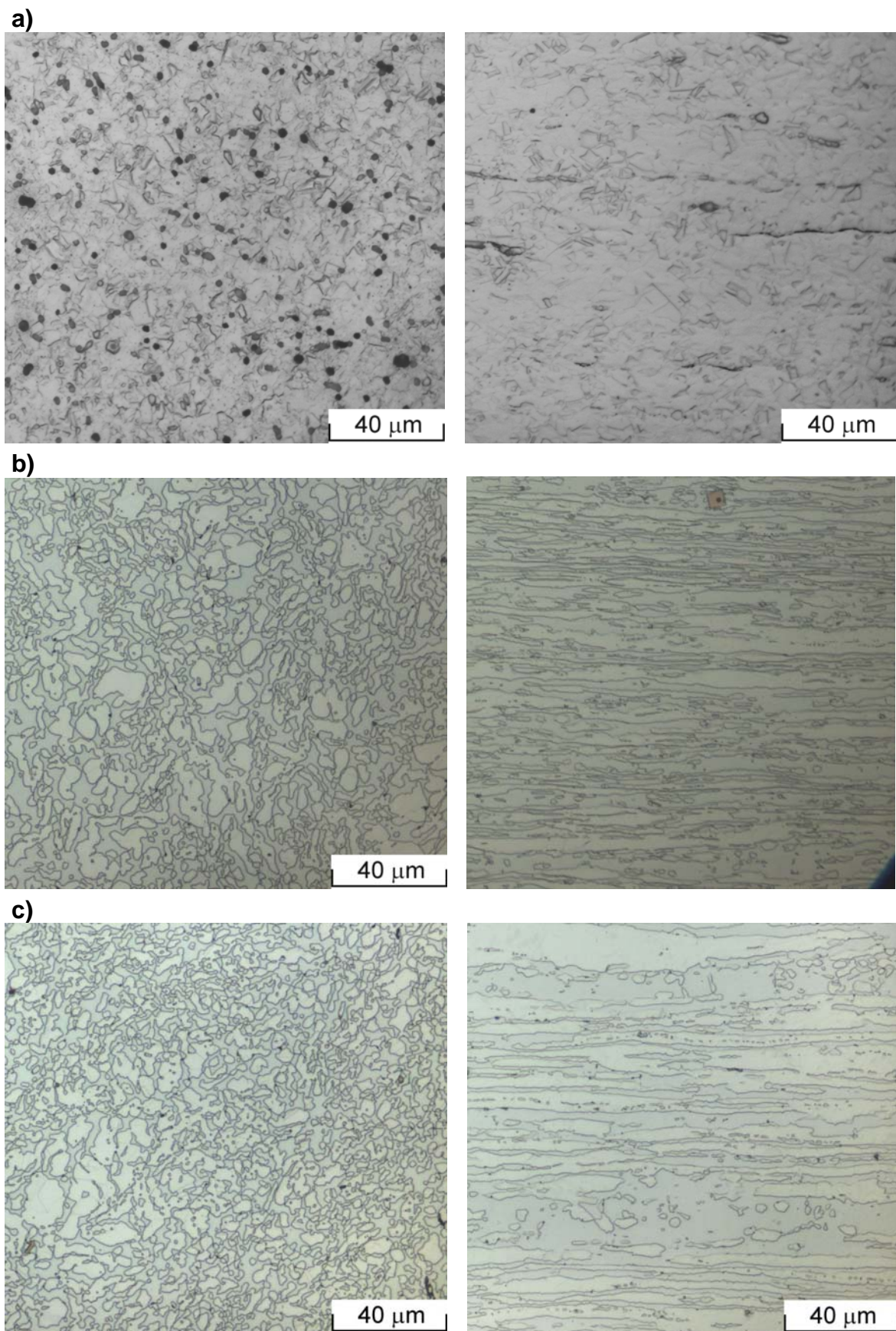
En la **Tabla 4.4** se recogen los diferentes parámetros de ductilidad calculados de las barras corrugadas ensayadas, para cada uno de los aceros y diámetros considerados.

Para realizar las comparaciones y evaluaciones correspondientes, en la **Tabla 4.5** se resumen los parámetros de ductilidad límite que establecen las diferentes normativas europeas consideradas en el estudio para los aceros de alta ductilidad, y se indican los correspondientes parámetros de ductilidad basados en el concepto de acero equivalente que han sido calculados de acuerdo a dichas limitaciones y las fórmulas citadas en el párrafo anterior.



**Figura 4.12** Micrografías (x500) de las barras corrugadas Ø8, izquierda cortes transversales y derecha cortes longitudinales, de los aceros a) AISI 304, b) AISI 2304 y c) AISI 2001.





**Figura 4.13** Micrografías (x500) de las barras corrugadas Ø16, izquierda cortes transversales y derecha cortes longitudinales, de los aceros a) AISI 304, b) AISI 2304 y c) AISI 2001.

**Tabla 4.4** Parámetros de ductilidad de las barras corrugadas ensayadas.

Acero	Ø [mm]	Probeta	$f_s/f_y$	$\epsilon_{m\acute{a}x}$ [%]	$\rho$	$A_{nom}^*$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$l_d$	$\epsilon_{sh}^*$ [%]
B-500-SD	8	A	1,29	8,13	1,60	1.039	58,45	-
		B	1,27	8,61	1,52	1.011	57,63	-
	16	A	1,23	13,76	2,32	1.230	106,71	1,41
		B	1,21	12,87	2,15	1.089	92,13	1,60
	20	A	1,21	11,34	1,90	846	89,55	1,40
		B	1,21	12,34	1,80	925	99,32	0,78
AISI 304	6	A	1,12	8,86	0,78	489	21,38	-
		B	1,13	10,72	0,97	647	25,76	-
	8	A	1,03	5,82	0,14	90	12,87	-
		B	1,04	5,82	0,20	136	16,47	-
	16	A	1,38	19,12	3,86	2.546	150,55	-
		B	1,33	18,24	3,23	2.220	125,16	-
	20	A	1,37	30,87	5,35	4.062	250,60	-
		B	1,51	29,36	6,87	4.701	263,29	-
AISI 2304	6	A	1,04	2,07	0,10	15	0,76	-
		B	1,07	1,78	0,14	32	1,58	-
	8	A	1,07	6,78	0,36	276	25,04	-
		B	1,06	7,26	0,35	266	25,29	-
	16	A	1,34	21,79	3,79	2.621	162,36	-
		B	1,35	27,13	4,65	3.252	222,92	-
	20	A	1,23	28,37	3,23	2.574	190,41	-
		B	1,23	22,87	2,74	2.069	150,25	-
AISI 2001	6	A	1,03	2,31	0,09	16	0,80	-
		B	1,08	11,68	0,64	564	19,99	-
	8	A	1,40	29,22	5,45	4.004	263,67	-
		B	1,37	30,18	5,24	3.941	254,34	-
	16	A	1,33	27,61	4,46	3.410	201,54	-
		B	1,37	28,04	4,93	3.601	215,43	-
	20	A	1,41	28,85	5,58	3.898	250,97	-
		B	1,23	28,35	3,27	2.457	179,00	-

(\*)  $\epsilon_{sh}$  es la deformación porcentual al final del escalón de cedencia, determinada en el ensayo de tracción de la barra conformada en caliente. Su valor es necesario para calcular el parámetro  $\rho$  de Cosenza.

**Tabla 4.5** Características mínimas de ductilidad según las diferentes normativas europeas, para los aceros de ductilidad alta.

Norma	Designación del acero de alta ductilidad	$f_s/f_y$	$\varepsilon_{m\acute{a}x}$ [%]	$p$	$A_{nom}^* (a)$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$l_d (a)$
EHE 08	SD	1,20 – 1,35	7,5	1,06 – 1,76	362,50	63,8 – 68,15
MC 2010	S	1,15	6,0	0,70	287,50	49,45
EC 2	H	1,08	5,0	0,34	237,50	39,52
EC 8 (b)	DCH	1,15 – 1,35	7,5	0,82 – 1,75	437,50	62,35 – 68,15
Propuesta	S	1,13	9,0	0,83	437,50	74,55
CEB		1,15	6,0	0,70	287,50	49,45
		1,17	5,0	0,68	237,50	41,23

(a) Calculados con los siguientes valores mínimos:

$$\varepsilon_y = f_y/E = 500/200.000 = 0,25 \%,$$

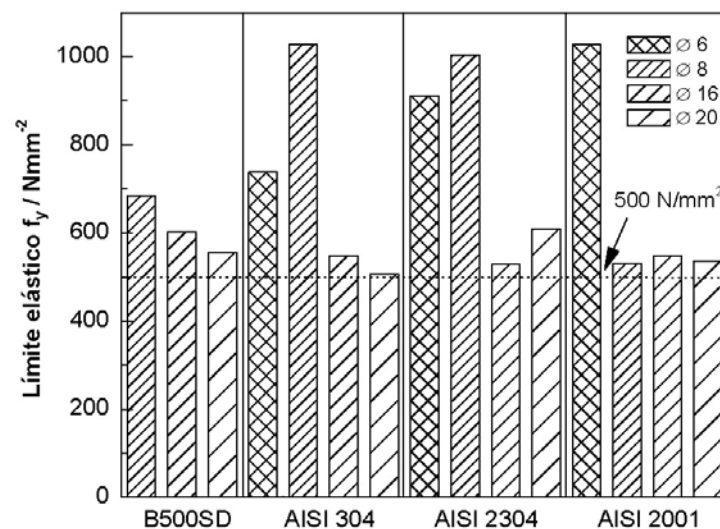
$$f_s - f_y = 575 - 500 = 75 \text{ N/mm}^2,$$

(b) Aplicable a estructuras sismorresistentes.

## 4.4 ANÁLISIS Y DISCUSIÓN

A la vista de los resultados de los ensayos de tracción de los cuatro aceros, recogidos en la **Tabla 4.3**, se desprende que la resistencia en el límite elástico  $f_y$  sólo presenta diferencias con motivo del proceso de fabricación de las barras, laminadas en caliente o en frío, y no por el tipo de acero con el que están elaboradas. Se puede comprobar en el gráfico de la **fig. 4.14**, que representa el valor medio de las dos probetas A y B ensayadas de cada acero y diámetro de barra.

Todas las barras corrugadas laminadas en caliente (Ø16 y Ø20 de todos los aceros, y Ø8 del AISI 2001), sea cual sea el acero con el que están fabricadas, tienen un límite elástico comprendido entre 476 y 610 N/mm<sup>2</sup>.



**Figura 4.14** Comparativa de los valores medios obtenidos, de la resistencia en el límite elástico, por diámetros de barras y para los tres tipos de acero ensayados.

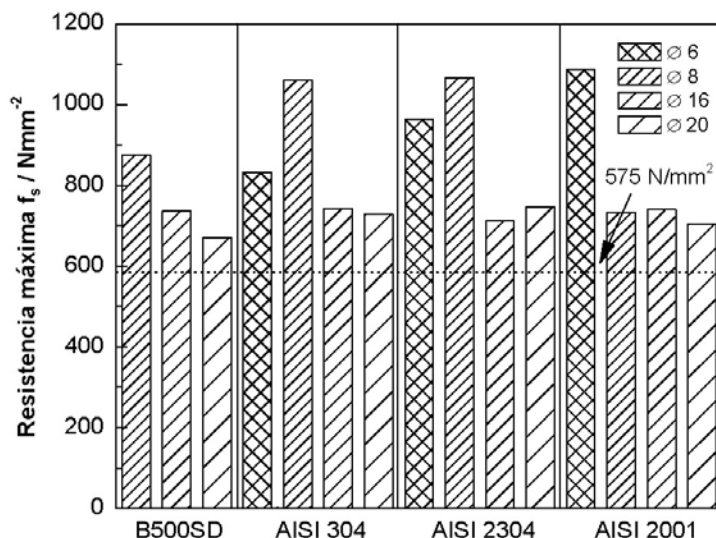
Sólo una probeta, la Ø20 B de acero B-500-SD, no alcanza el valor característico de resistencia en el límite elástico determinado por la instrucción EHE-08 de 500 N/mm<sup>2</sup>. Descartando ésta barra, el resto tienen valores comprendidos entre 515 y 610 N/mm<sup>2</sup>.

Es decir, las barras corrugadas laminadas en caliente, de todos los diámetros y de todos los tipos de acero, al carbono e inoxidables, tienen la misma resistencia en el límite elástico, circunstancia que es voluntad del fabricante para ajustar a la instrucción EHE-08 también las armaduras de acero inoxidable, que de otra forma alcanzarían fácilmente resistencias más altas, como era habitual hace pocos años [Nürnberg, U.; 2005].

El intervalo es tan estrecho que el valor de la resistencia característica en el límite elástico  $f_{yk}$  ha de ser el mismo, 500 N/mm<sup>2</sup>, para todos los aceros, por lo que a los efectos de cálculo estructural, el utilizar uno u otro acero es indiferente. Es decir, no se obtienen ventajas económicas en el número de armaduras necesarias por utilizar aceros inoxidables frente a los aceros al carbono.

En todo caso, en la práctica del cálculo de las estructuras de hormigón armado en edificación no se obtienen ventajas por la utilización de aceros con superior límite elástico, porque el condicionante final de la cuantía necesaria de armado son las deformaciones máximas admisibles de los elementos estructurales, que obligan a que el acero tenga que trabajar a resistencias inferiores a su límite elástico.

Por su parte, las barras laminadas en frío, tienen una resistencia en el límite elástico que varía entre 679 y 1.041 N/mm<sup>2</sup>, tomando valores un 50% más altos las de acero inoxidable que las de acero al carbono. El proceso de deformado en frío incrementa el valor del límite elástico un 18% en los aceros al carbono, un 67% en los aceros inoxidables AISI 304 y AISI 2304 y hasta un 91% en los AISI 2001 (aunque en este caso no es un resultado determinante porque sólo se compara con las barras Ø6). Sin embargo esto tampoco es una ventaja en la práctica, por lo explicado en el párrafo anterior. De hecho, la tendencia actual es emplear nueva maquinaria de laminado en caliente que permite obtener barras de hasta 8 mm de diámetro, como lo son las barras del nuevo acero inoxidable dúplex de bajo contenido en níquel AISI 2001.



**Figura 4.15** Comparativa de los valores medios de las dos probetas, de la resistencia máxima, por diámetros de barras y para los cuatro tipos de acero ensayados.

Con los valores de resistencia máxima o de rotura  $f_s$  ocurre algo muy similar que con los del límite elástico, como se muestra en el gráfico de la **fig. 4.15**. Las diferencias se detectan por el proceso de fabricación de las barras, laminadas en caliente o en frío, y no por el tipo de acero empleado.

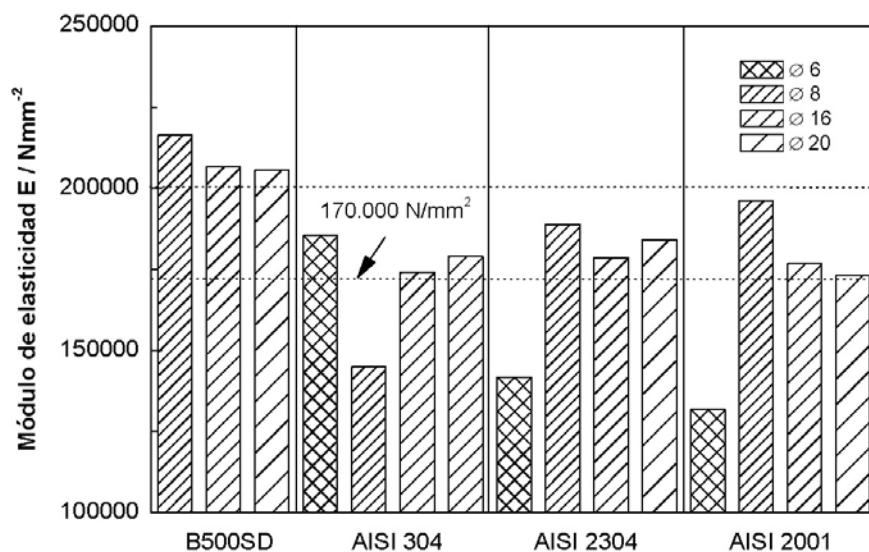
Concretamente, las barras laminadas en caliente tienen una resistencia máxima comprendida entre 667 y 754 N/mm<sup>2</sup>, un margen muy estrecho de valores que incluye el acero al carbono y los aceros inoxidables. La resistencia de las deformadas en frío están en un rango de 831 a 1.066 N/mm<sup>2</sup>, y en este caso, las barras Ø8 de acero inoxidable tienen resistencias de rotura un 22% mayores que las de acero al carbono.

Todas las barras, laminadas en caliente o en frío, han superado el valor mínimo de resistencia máxima que la instrucción EHE-08 determina para los aceros al carbono B-500-SD, es decir, 575 N/mm<sup>2</sup>.

Respecto al módulo de elasticidad E obtenido, se encuentran diferencias notables entre el acero al carbono y los inoxidables, como se puede comprobar en la gráfica de la **fig. 4.16**. En cambio, las diferencias son despreciables en función de los diámetros de las barras o su proceso de fabricación.

En general, se puede decir que el módulo es un 22% mayor en el acero al carbono que en los aceros inoxidables. Mientras que en las barras de acero al carbono, el valor medio del módulo E es 209.544 N/mm<sup>2</sup>, en los aceros inoxidables es 171.244 N/mm<sup>2</sup>, que aumenta a 180.288 N/mm<sup>2</sup> si sólo se consideran las barras laminadas en caliente.

Esto significa que, para valores iguales de deformación, los aceros al carbono trabajan a tensiones superiores que los aceros inoxidables o, al revés, para iguales tensiones de trabajo, los aceros inoxidables se deforman más que los aceros al carbono, lo cual es una desventaja en el hormigón armado porque provoca mayores deformaciones y fisuraciones a iguales cargas.



**Figura 4.16** Comparativa de los valores medios de las dos probetas, del Módulo de Elasticidad, por diámetros de barras y para los cuatro tipos de acero ensayados.

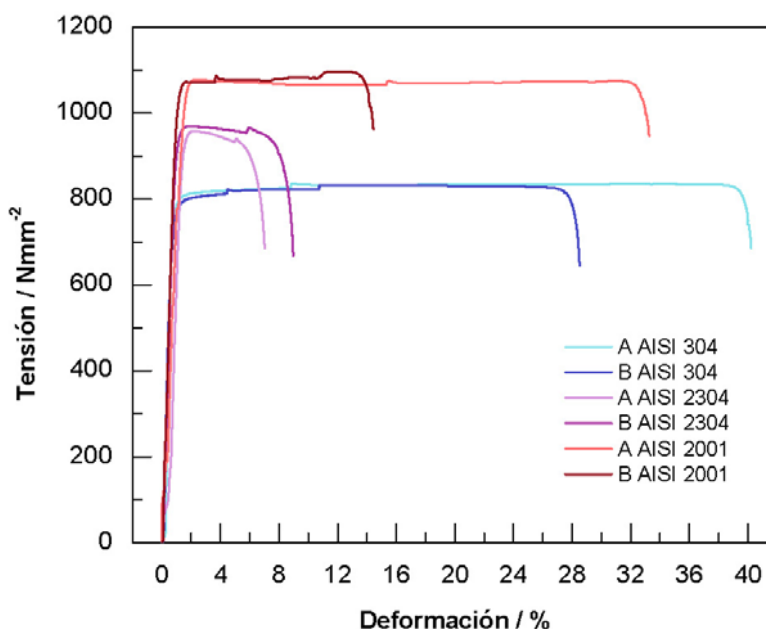
Una mayor campaña de ensayos mecánicos deberá establecer un valor del módulo de elasticidad para las armaduras de acero inoxidable, que previsiblemente será inferior a los 200.000 N/mm<sup>2</sup> que la instrucción EHE-08 indica para los aceros al carbono.

Para este trabajo, y a la vista de los resultados de los ensayos, se va a considerar como valor garantizado para el módulo de elasticidad longitudinal de las armaduras inoxidables 170.000 N/mm<sup>2</sup>. En algunos trabajos se pueden encontrar resultados similares [Castro, H., et al; 2003] [Real, E., et al; 2008] [Pajari, M.; 2011], incluso en el caso de perfiles laminados de acero austenítico [Real, E.; 2005] [Gardner, L.; 2006b].

Para comparar el comportamiento, entre los diferentes tipos de acero, de las armaduras por diámetros, en la **fig. .17** se recogen los diagramas tensión-deformación de las barras Ø6, en la **fig. 4.18** de las barras Ø8, en la **fig.4.19** de las barras Ø16 y en la **fig. 4.20** de las barras Ø20.

En las barras de diámetro Ø6 es de destacar las superiores resistencias alcanzadas por las dúplex de bajo contenido en níquel AISI 2001, pero con unas deformaciones máximas muy bajas. En cambio, las austeníticas alcanzan deformaciones significativamente superiores, pero a costa de resistencias inferiores. Es decir, cuanto más altas resistencias se consiguen mediante el laminado en frío, menores son las deformaciones que desarrollan.

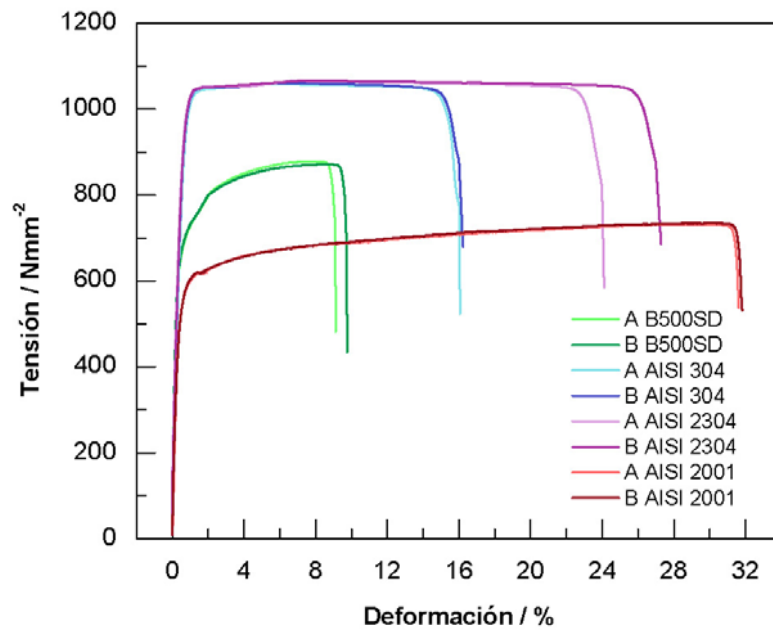
En el caso de las barras Ø8 laminadas en frío (es decir, dejando a parte las del acero AISI 2001 que son laminadas en caliente), se observa un gran incremento de resistencias en las armaduras de acero inoxidable con respecto a las de acero al carbono, pero con unas deformaciones máximas inferiores.



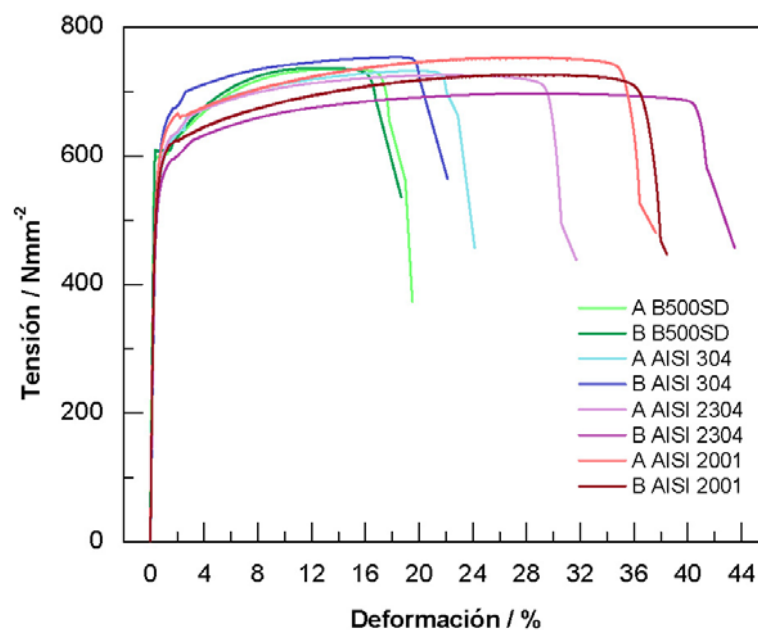
**Figura 4.17** Gráfico tensión-deformación de las barras Ø6 ensayadas.



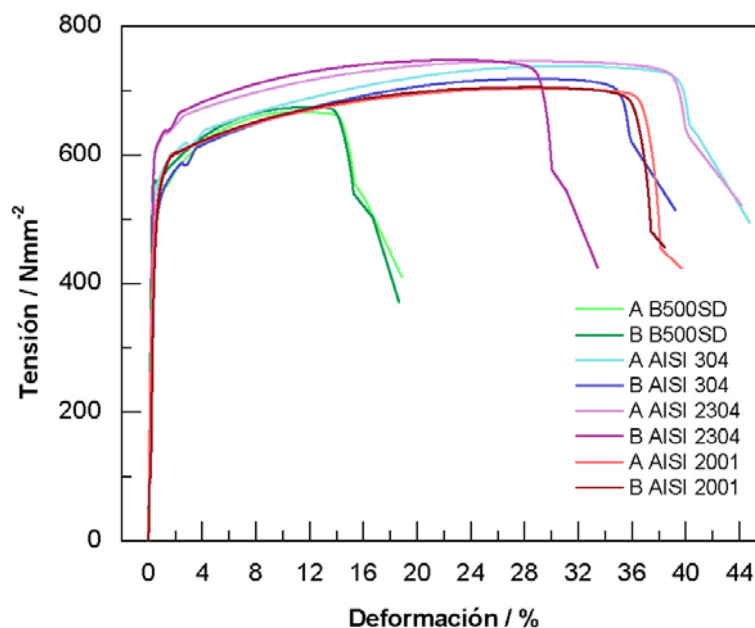
Hay que recordar que los diagramas tensión-deformación de las barras Ø8 de los aceros AISI 304 y 2304 presentan ramas que se aprecian horizontales y que son en realidad descendentes, desde la resistencia y deformación máxima (sólo entre el 5,82 y el 7,26%) hasta el final del ensayo, donde alcanzan deformaciones altas pero sin incrementar la fuerza necesaria para ello. Es decir, la deformación de las barras Ø8 es muy importante, pero una vez que se ha producido la estricción de la barra.



**Figura 4.18** Gráfico tensión-deformación de las barras Ø8 ensayadas.



**Figura 4.19** Gráfico tensión-deformación de las barras Ø16 ensayadas.



**Figura 4.20** Gráfico tensión-deformación de las barras Ø20 ensayadas.

En el caso de las barras de 16 y de 20 mm (**fig. 4.19 y 4.20**), los gráficos tensión-deformación de los cuatro aceros estudiados son siempre muy similares entre sí (valores de resistencia en el límite elástico y de rotura, y rama ascendente prolongada entre ambos) a excepción de la deformación alcanzada por las barras en la rotura. Mientras que el acero al carbono no alcanza el 20% de deformación, los aceros inoxidables en muchos casos la duplican.

En la práctica, hay que tener en cuenta que la instrucción EHE-08 contempla, en el diagrama tensión-deformación de cálculo de las armaduras, una deformación máxima del 10‰, para evitar fisuraciones excesivas en el hormigón, por lo que la deformación alcanzada por el acero más allá del 1‰ en el ensayo de tracción es un margen de seguridad del que se dispone sólo en caso de colapso, no de cálculo. Es decir, desde el punto de vista del cálculo estructural, no hay ventajas debidas a las amplias deformaciones alcanzadas por las armaduras de acero inoxidable laminadas en caliente.

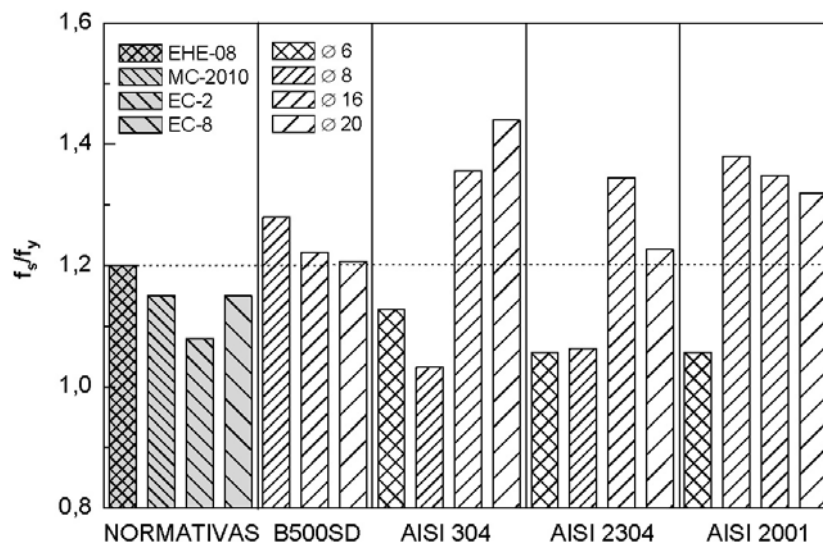
Respecto a los parámetros de ductilidad de los aceros ensayados, en el gráfico de la **fig. 4.21** se muestran los resultados obtenidos en términos del ratio de endurecimiento  $f_s/f_y$ , valores medios de las dos probetas ensayadas de cada diámetro, y los límites que establecen las diferentes normativas consideradas refiriéndose siempre al acero de alta ductilidad suministrado en barra (el B-500-SD). En la **fig. 4.22** se representan los resultados referidos a la deformación máxima  $\epsilon_{m\acute{a}x}$  (o alargamiento bajo carga máxima  $A_{gt}$ ) alcanzada por las barras.

Las diferencias de ductilidad son notables, tanto entre los tipos de acero como entre los sistemas de fabricación de las barras, laminadas en caliente o en frío.

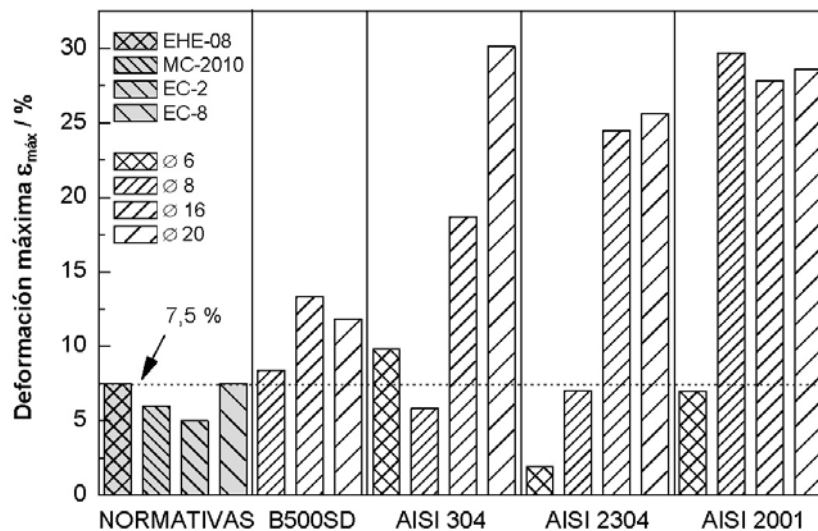
En el caso de las barras corrugadas laminadas en caliente, todos los aceros cumplen con los requisitos mínimos de ductilidad que establecen las normativas consideradas (la línea discontinua de los gráficos indica el límite establecido por la EHE-08) pero, mientras que las barras de acero al carbono se quedan muy cerca de dichos

límites mínimos, las barras de acero inoxidable los superan muy por encima, especialmente las deformaciones máximas, que llegan a duplicar a las del acero B-500-SD para algunos diámetros ( $\varnothing 16$  y  $\varnothing 20$ ).

En cambio, en el caso de las barras laminadas en frío, mientras las armaduras de acero B-500-SD cumplen con todos los requisitos de ductilidad, las armaduras de acero inoxidable no lo consiguen en su mayoría. Sólo se acercan a los límites del Eurocódigo 2, que son los menos exigentes.



**Figura 4.21** Resultados medios de la relación  $f_s/f_y$  para los cuatro tipos de acero ensayados, y su comparativa con las diferentes normativas.



**Figura 4.22** Resultados medios de la deformación máxima  $\epsilon_{max}$  para los cuatro tipos de acero, y su comparativa con las diferentes normativas.

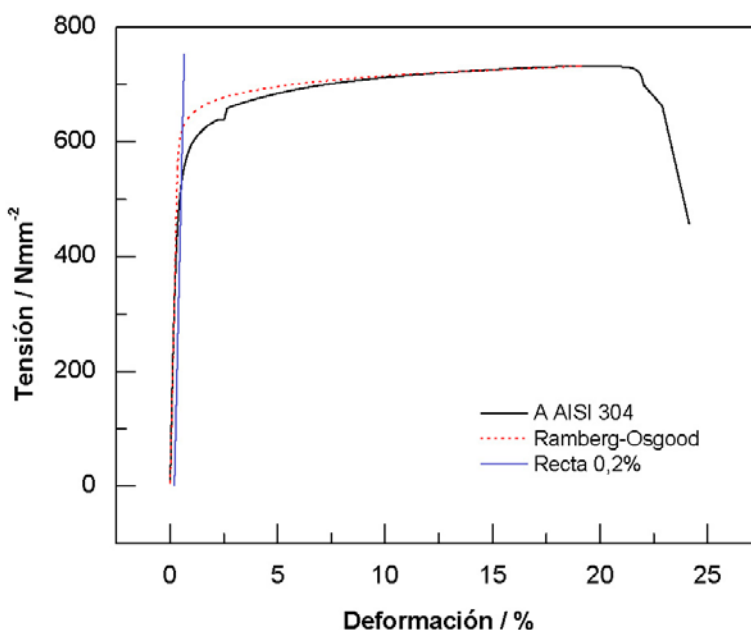
Como el valor medio de la deformación máxima es del 6,31% en las armaduras de acero inoxidable laminadas en frío, según la instrucción EHE-08 se deben clasificar como armaduras de ductilidad normal S y, además, no se pueden suministrar en rollo sólo en barra, para las cuales la instrucción marca una deformación máxima en rotura del 5% como mínimo.

Por lo tanto, se puede deducir que los aceros inoxidables laminados en caliente tienen un comportamiento excelente en términos de ductilidad, superior al del acero al carbono de calidad SD, en cambio, las barras de acero inoxidable laminadas en frío no superan los requisitos mínimos de ductilidad que la instrucción EHE-08 establece para dichos aceros, aunque sí los que determina para los aceros de calidad soldable S, inferior a la calidad SD.

Para poder aplicar a las armaduras de acero inoxidable el concepto de acero equivalente de Cosenza, que consideró para su formulación del parámetro  $p$  la curva de Ramberg y Osgood (que describe el comportamiento de los aceros al carbono deformados en frío), se ha comprobado primero que dicha curva se adapta a la de los aceros inoxidables laminados en caliente.

En la **fig. 4.23** se representa el diagrama tensión-deformación de la probeta A de la barra de Ø16 mm de acero austenítico AISI 304 obtenida en el ensayo y la correspondiente curva calculada según la formulación de Ramberg y Osgood. Se han tomado los siguientes datos para los cálculos (**Tabla 4.3**):  $E = 177.625 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_y = 529,29 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_t = 732,23 \text{ N/mm}^2$  y  $\varepsilon_{su} = A_{gt} = 19,12\%$ .

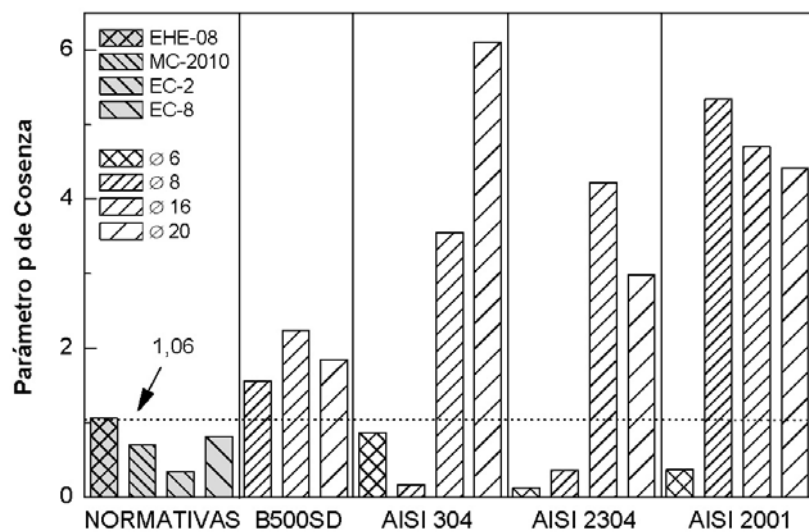
Se puede comprobar en el gráfico la bondad del ajuste, por lo que es perfectamente factible aplicar a los aceros inoxidables la formulación de acero equivalente.



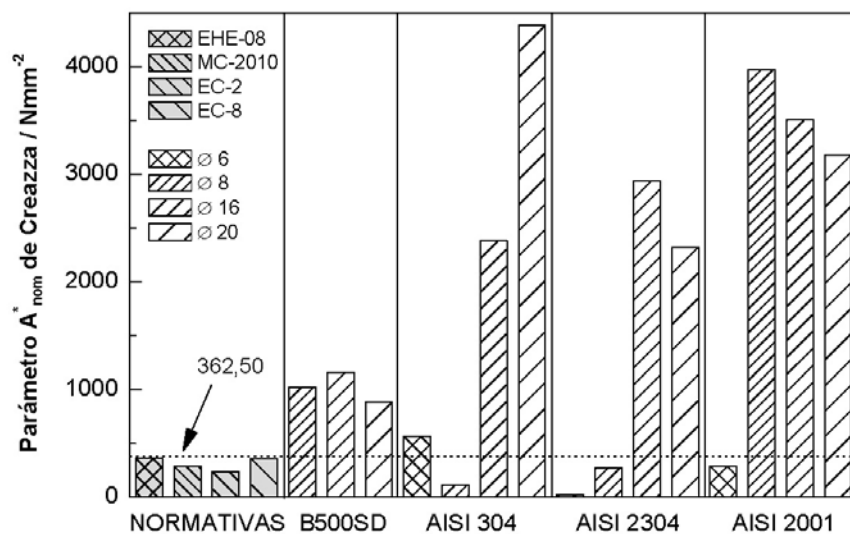
**Figura 4.23** Diagrama tensión-deformación de la probeta A, barra Ø16 mm, de acero austenítico AISI 304 y su curva teórica calculada según la fórmula de Ramberg-Osgood.

Si la ductilidad de los aceros se evalúa en términos de acero equivalente, en la **fig. 4.24** se comparan los resultados utilizando el parámetro  $p$  de Cosenza, en la **fig. 4.25** según el parámetro  $A_{nom}^*$  de Creazza, y en la **fig. 4.26** si se utiliza el índice de tenacidad  $I_d$  propuesto por Ortega. En los gráficos se incluyen los valores correspondientes calculados según las limitaciones de las diferentes normativas europeas consideradas en el estudio para los aceros de alta ductilidad, que se resumen en la **Tabla 4.5**.

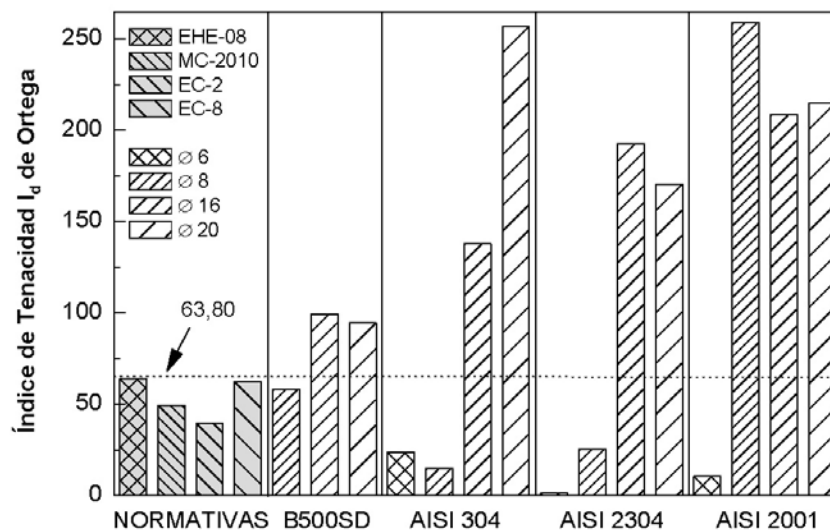
En las tres comparativas se comprueba que los aceros inoxidables laminados en caliente consiguen un índice de acero equivalente muy superior al del acero al carbono y también al que se obtendría como valor mínimo calculado según los criterios estrictos de la normativa considerada en el estudio.



**Figura 4.24** Parámetro  $p$  de acero equivalente, para los cuatro tipos de acero ensayados, y su comparativa con los valores obtenidos aplicando las diferentes normativas consideradas.



**Figura 4.25** Parámetro  $A_{nom}^*$  de acero equivalente, para los cuatro tipos de acero ensayados, y su comparativa con los valores obtenidos aplicando las diferentes normativas consideradas.



**Figura 4.26** Índice de Tenacidad de los cuatro aceros ensayados, y su comparativa con los valores obtenidos aplicando las diferentes normativas europeas consideradas.

En el caso concreto del diámetro Ø20 del acero AISI 304, el parámetro  $p$  medio obtenido es de 6,11, lo que supone tener una capacidad de rotación  $6,11/1,85 = 3,3$  veces superior a la barra similar de acero al carbono.

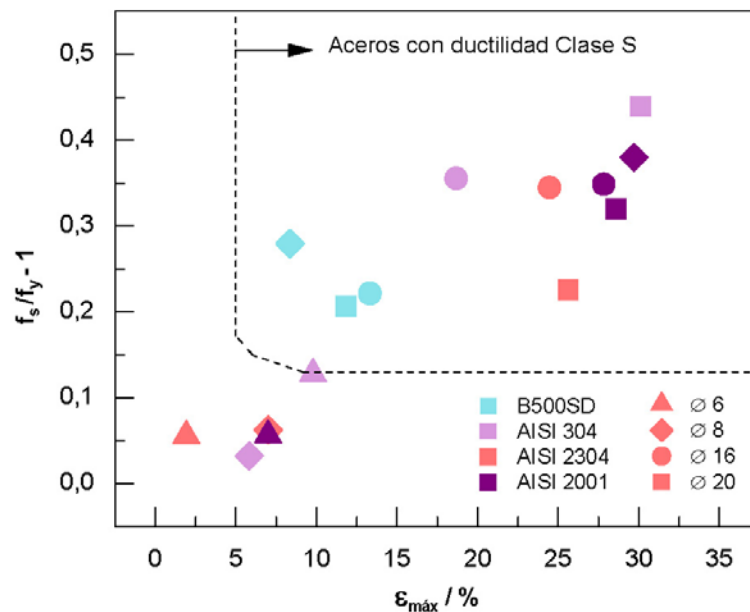
En cambio, casi todas las armaduras de acero inoxidable laminadas en frío no cumplen con ninguno de los valores límite de parámetro de acero equivalente calculados según la EHE-08:  $p \geq 1,06$ ,  $A_{nom}^* \geq 362,50 \text{ N/mm}^2$  e  $I_d \geq 63,80$ . Sólo las barras austeníticas Ø6 cumplen con el parámetro de Creazza. Por lo tanto, y a la vista de los resultados obtenidos, se confirma que las armaduras de acero inoxidable laminadas en frío no se deben utilizar para armar elementos estructurales que requieran un mínimo de ductilidad.

Observando las tres gráficas comparativas de acero equivalente, se comprueba que el índice de tenacidad de Ortega es un parámetro más restrictivo que los dos anteriores. El diámetro Ø8 de acero al carbono no alcanza por muy poco el valor mínimo de índice de tenacidad que se obtendría aplicando los criterios de la EHE-08.

Por último, analizando la clasificación de ductilidad según la propuesta que realizó el CEB, los resultados se recogen en la **fig. 4.27**. La línea discontinua quebrada establece el límite mínimo de valores para los aceros de alta ductilidad tipo “S”.

En el gráfico se aprecian claramente las tres conclusiones que se extraen de todas las comparativas de ductilidad:

- Las armaduras de acero al carbono superan correctamente los requisitos mínimos de ductilidad establecidos para un acero de ductilidad alta.
- Las armaduras de acero inoxidable laminadas en caliente, austeníticas y dúplex, incluidas las de bajo contenido en níquel, superan dichos límites con mucha mayor holgura, posicionándose más a la derecha en el gráfico.
- Las armaduras de acero inoxidable laminadas en frío se quedan fuera de los requisitos de ductilidad para los aceros de “ductilidad alta”, en la parte inferior izquierda del gráfico, por lo que no son aptas para armar elementos estructurales que requieran un mínimo de ductilidad.



**Figura 4.27** Clasificación de ductilidad del acero Clase S propuesta por el CEB, y la comparación de los cuatro aceros ensayados.

## 4.5 CONCLUSIONES

Las características mecánicas de las armaduras de acero inoxidable presentan importantes diferencias respecto a las elaboradas con acero al carbono, no sólo debido a su microestructura y composición química, sino también al hecho de que el tratamiento de laminado en frío no afecta por igual a ambos tipos de acero.

Las conclusiones del estudio se resumen así:

- Las armaduras de acero inoxidable austenítico y dúplex, laminadas en caliente, ensayadas en este trabajo, tienen una resistencia en el límite elástico y una resistencia máxima o de rotura similares a las armaduras de acero al carbono de calidad B-500-SD, sin encontrar diferencias apreciables entre los diámetros de barra de 16 y 20 mm. Sin embargo, las armaduras inoxidables alcanzan valores de deformación máxima que llegan a duplicar los valores de las armaduras de acero al carbono.
- Las armaduras de acero inoxidable laminadas en frío, presentan valores de resistencia en el límite elástico hasta un 50% superior a los valores de las armaduras equivalentes de acero al carbono. Es decir, el proceso de deformación en frío del acero mejora la resistencia en el límite elástico un 18% en el acero al carbono y de un 67 a un 91% en los aceros inoxidables. No ocurre lo mismo con la resistencia máxima, que solamente es un 14% superior en los aceros inoxidables que en el acero al carbono. Por otra parte, si bien las armaduras de acero inoxidable laminadas en frío se alargan hasta valores muy altos en el ensayo de tracción antes de romperse, la deformación máxima alcanzada por las barras, entendida como la correspondiente a la carga unitaria de rotura, es inferior a la obtenida por las barras de acero al carbono B-500-SD. La deformación máxima media es del 8,4% en las armaduras de acero al carbono y sólo del 6,3% en las de acero inoxidable.

- La diferencia más importante encontrada entre las armaduras de acero inoxidable y las de acero al carbono es el valor del módulo de elasticidad  $E$ , que es un 22% inferior en las inoxidables. En base a los resultados de los ensayos, se ha estimado que el valor medio garantizado del módulo de elasticidad para las armaduras de acero inoxidable es de  $170.000 \text{ N/mm}^2$ , y no de  $200.000 \text{ N/mm}^2$  como en el acero al carbono, dato muy a tener en cuenta en el cálculo estructural de elementos armados con dichas barras, especialmente en lo que se refiere al cálculo de deformaciones y de abertura de fisura máxima en el hormigón.

- La ductilidad de las armaduras de acero inoxidable laminadas en caliente es superior a las armaduras de acero al carbono de calidad B-500-SD, acero de alta ductilidad, cualquiera que sea el criterio elegido para evaluarla. Esa mayor ductilidad se debe principalmente a la muy alta deformación máxima alcanzada por las barras inoxidables, más que al ratio de endurecimiento. Mientras que este cociente es sólo un 11% superior en las armaduras inoxidables que en las armaduras de acero al carbono, la deformación máxima es un 110% mayor. Y esta circunstancia se produce para cualquier diámetro de barra considerado, como lo demuestran los elevados valores de deformación máxima de las barras de 8 mm de diámetro laminadas en caliente del acero dúplex AISI 2001, iguales que las barras de 16 y 20 mm de diámetro del mismo acero.

Si se evalúa la ductilidad según el concepto de acero equivalente, las armaduras de acero inoxidable laminadas en caliente pueden proporcionar a una viga, en el ensayo de rotura a flexión, una capacidad media de rotación plástica que duplica la alcanzada por la viga si se arma con acero al carbono.

- En cambio, la ductilidad de las armaduras de acero inoxidable laminadas en frío no cumplen con los mínimos establecidos por las diferentes normativas para los aceros al carbono de ductilidad alta. El valor medio del cociente entre la carga unitaria de rotura y el límite elástico obtenido en los ensayos para esas barras es de 1,07, lo que supone superar ligeramente el límite mínimo que nuestra instrucción EHE-08 determina para los aceros B-400-S y B-500-S. Y el valor medio del alargamiento total bajo carga máxima alcanzado por las barras inoxidables es del 6,31%, lo que impide suministrar en rollo estas barras según la instrucción (que exige un mínimo del 7,5%). Por lo tanto, las armaduras inoxidables laminadas en frío ensayadas se clasifican como armaduras de ductilidad normal y no deben utilizarse como armadura resistente en elementos estructurales que requieran una mínima capacidad de giro.



## Capítulo 5

### **ESTUDIO A NIVEL DE SECCIÓN**

#### **5.1 INTRODUCCIÓN**

De los resultados obtenidos en el capítulo anterior, sobre las características mecánicas de las barras corrugadas de acero inoxidable, se destacan dos conclusiones determinantes:

- Los valores de resistencia en el límite elástico y de resistencia máxima de rotura son muy similares entre las barras de acero al carbono y las de acero inoxidable, aunque estas presentan una ductilidad muy superior, por lo que en los cálculos de elementos estructurales de hormigón armado se pueden considerar las resistencias características que establece la instrucción EHE-08 con carácter general para las de acero al carbono B-500-SD, aunque se utilicen armaduras de acero inoxidable de cualquiera de los tres grados estudiados.
- El módulo de elasticidad de las armaduras de acero inoxidable, también de cualquiera de los tres grados ensayados, es claramente inferior al de las armaduras de acero al carbono B-500-SD. Para los cálculos estructurales, en este estudio, se adoptará el valor de  $170.000 \text{ N/mm}^2$  para las armaduras de acero inoxidable y  $200.000 \text{ N/mm}^2$  para las de acero al carbono.

Para analizar como influyen dichas conclusiones en el comportamiento a nivel de sección de los elementos estructurales de hormigón armado con barras corrugadas de acero inoxidable, se va a desarrollar analíticamente el siguiente trabajo, elaborando los diagramas momento-curvatura  $M-\phi$  de dos secciones de vigas tipo, una viga plana de  $50 \times 30 \text{ cm}$  y otra de canto de  $30 \times 50 \text{ cm}$ , ambas armadas con diferentes cuantías de armadura (sección de acero respecto a la sección de hormigón, en ‰), para cada uno de los aceros considerados, al carbono e inoxidable.

A partir de dichos diagramas, se van a estudiar y comparar los valores de ductilidad de las secciones.

Los diagramas  $M-\phi$  de las secciones de piezas de hormigón permiten relacionar en todo momento las deformaciones de la estructura con las acciones exteriores a través de los esfuerzos. La obtención analítica de estos diagramas sólo se puede realizar con sencillez en los estados I y II (el hormigón y el acero mantienen el estado elástico) ya que a partir del comienzo de la plastificación de uno de los materiales (estado III), la variación de posición de la fibra neutra, así como la distribución de tensiones, tiene una definición muy compleja [M. Calzón, J.; 1972], y en este caso, es necesario recurrir a métodos de cálculo por iteración.

## 5.2 METODOLOGÍA UTILIZADA

Para comparar cómo se comporta una sección de hormigón trabajando a flexión pura cuando se arma a tracción con barras corrugadas de acero al carbono B-500-SD y cuando se arma con barras de acero inoxidable (austenítico o dúplex), se van a elaborar los diagramas  $M-\phi$  de una sección de viga plana de 50x30 cm y otra de canto de 30x50 cm, armadas con diferentes cuantías  $\omega$  de cada tipo de acero. En todos los casos, se supondrá hormigón HA-25, de resistencia característica a compresión  $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ .

Para dichas secciones de vigas, la cuantía geométrica mínima de armadura a tracción, de acuerdo al artículo 42.3.3 de la EHE-08 que la fija en el 2,8‰ de la sección de hormigón, es la siguiente:

$$500 \cdot 300 \cdot 2,8/1000 = 420 \text{ mm}^2, \text{ es decir, } 4 \text{ } \varnothing 12 \text{ mm } (452,39 \text{ mm}^2).$$

A partir del armado mínimo, se han considerado los siguientes armados longitudinales a tracción para elaborar los diagramas  $M-\phi$ , designándose las vigas como sigue (P para las vigas planas y C para las de canto):

- P1 y C1: 4  $\varnothing 12$  ( $\omega = 3,02 \text{ ‰}$ )
- P2 y C2: 3  $\varnothing 16$  ( $\omega = 4,02 \text{ ‰}$ )
- P3 y C3: 4  $\varnothing 16$  ( $\omega = 5,36 \text{ ‰}$ )
- P4 y C4: 5  $\varnothing 16$  ( $\omega = 6,70 \text{ ‰}$ )
- P5 y C5: 6  $\varnothing 16$  ( $\omega = 8,04 \text{ ‰}$ )
- P6 y C6: 7  $\varnothing 16$  ( $\omega = 9,38 \text{ ‰}$ )
- P7 y C7: 5  $\varnothing 20$  ( $\omega = 10,47 \text{ ‰}$ )
- P8 y C8: 6  $\varnothing 20$  ( $\omega = 12,57 \text{ ‰}$ )
- P9 y C9: 8  $\varnothing 20$  ( $\omega = 16,76 \text{ ‰}$ )

El aumento de la cuantía de armado incrementa el valor del momento flector que plastifica la sección, y la curvatura última o máxima alcanzada se corresponderá unas veces con el agotamiento de las armaduras y otras con el del hormigón.

El diagrama  $M-\phi$  de cada sección se va a obtener utilizando un procedimiento de cálculo por iteración, suponiendo siete puntos posibles del diagrama que coinciden con siete situaciones distintas de deformación de los materiales, acero y hormigón, y a los que les corresponde siete valores distintos de momento flector aplicado a la sección. Los cálculos se repetirán para el supuesto de armado con acero inoxidable, teniendo en cuenta las diferentes características mecánicas del mismo.

El procedimiento de cálculo por iteración consiste en, para cada punto posible del diagrama, tantear el valor de la profundidad de la fibra neutra  $x$  hasta equilibrar las fuerzas horizontales de compresión y de tracción que actúan sobre la sección para contrarrestar el momento flector aplicado. Si se consigue el equilibrio, el punto es posible, y se pueden obtener entonces el valor del momento flector que solicita a la sección y la curvatura correspondiente. Si no se consigue el equilibrio, el punto no es posible, es decir, no se da esa circunstancia en la sección estudiada porque alguno de los materiales ya se ha agotado antes. Para cada sección se obtienen un mínimo de tres y un máximo de seis puntos.

Los siete puntos posibles, para las secciones armadas con acero al carbono, son:

### 1. Momento de fisuración del hormigón (en la zona traccionada): $M_1$

Según el artículo 39.1 de la instrucción EHE-08, para un hormigón HA-25, la resistencia media a tracción  $f_{ct,m}$  puede estimarse por:

$$f_{ct,m} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,30 \cdot 25^{2/3} = 2,565 \text{ N/mm}^2$$

Y la resistencia característica inferior a tracción  $f_{ct,k}$  viene dada por la fórmula:

$$f_{ct,k} = 0,70 \cdot f_{ct,m} = 1,7955 \text{ N/mm}^2$$

Por lo que la resistencia de cálculo a tracción del hormigón HA-25 será:

$$f_{ct,d} = f_{ct,k} / \gamma_s = 1,7955 / 1,5 = 1,197 \text{ N/mm}^2$$

Para el cálculo del momento de fisuración del hormigón, se utiliza la resistencia media a flexotracción:

$$f_{ct,m,fl} = \max \left\{ \left( 1,6 - \frac{h}{1.000} \right) f_{ct,m}; f_{ct,m} \right\}$$

Donde “h” es el canto de la viga. Operando:

- Viga P de 300 mm de canto:  $f_{ct,m,fl} = 1,3 \cdot f_{ct,m} = 3,33 \text{ N/mm}^2$ .
- Viga C de 500 mm de canto:  $f_{ct,m,fl} = 1,1 \cdot f_{ct,m} = 2,82 \text{ N/mm}^2$ .

Por otra parte, según el artículo 39.6 de la instrucción, el Módulo de Deformación Longitudinal del hormigón es:

$$E_{cm} = 8.500 \cdot \sqrt[3]{f_{cm}}$$

Donde  $f_{cm}$  es la resistencia media real del hormigón a 28 días, que se puede estimar mediante la expresión:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ N/mm}^2$$

Operando:  $E_{cm} = 27.264 \text{ N/mm}^2$ .

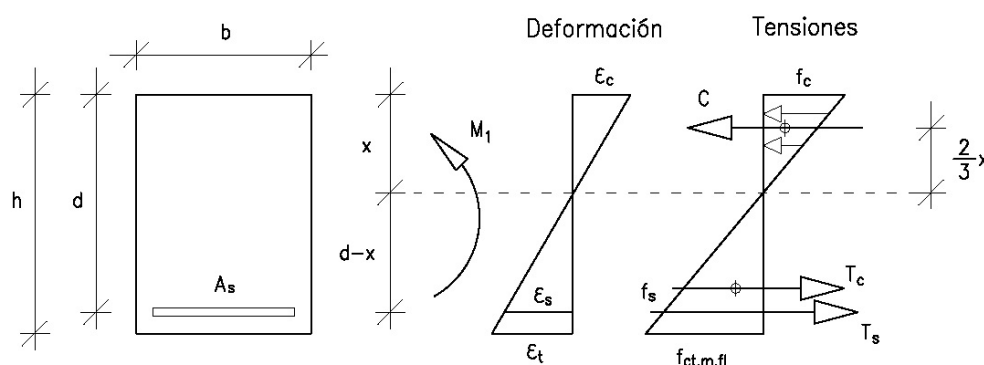
Por lo tanto, cuando el hormigón alcanza su resistencia media a flexotracción, su deformación unitaria será (**fig. 5.1**):

- Viga P de 300 mm de canto:  $\varepsilon_t = f_{ct,m,fl} / E_{cm} = 1,22 \cdot 10^{-4}$ .
- Viga C de 500 mm de canto:  $\varepsilon_t = f_{ct,m,fl} / E_{cm} = 1,03 \cdot 10^{-4}$ .

A partir de este valor, para cada viga, se ha calculado la deformación del hormigón en la zona comprimida (el giro plano de la sección mantiene las relaciones geométricas):

$$\varepsilon_c = \frac{\varepsilon_t \cdot x}{h - x}$$

Donde x es la profundidad de la fibra neutra y su valor es el que se va a iterar, con ayuda de una hoja de cálculo, hasta conseguir el equilibrio de las fuerzas horizontales que afectan a la sección (tracciones y compresiones).



**Figura 5.1** Sección de viga. Momento de fisuración  $M_1$ .

La resistencia del hormigón que se corresponde a la deformación  $\varepsilon_c$  calculada (que será inferior al 2‰ en ésta primera fase) se ha obtenido mediante la fórmula de Hognestad, en la que se basa la propuesta por la instrucción EHE-08 en su artículo 39.5:

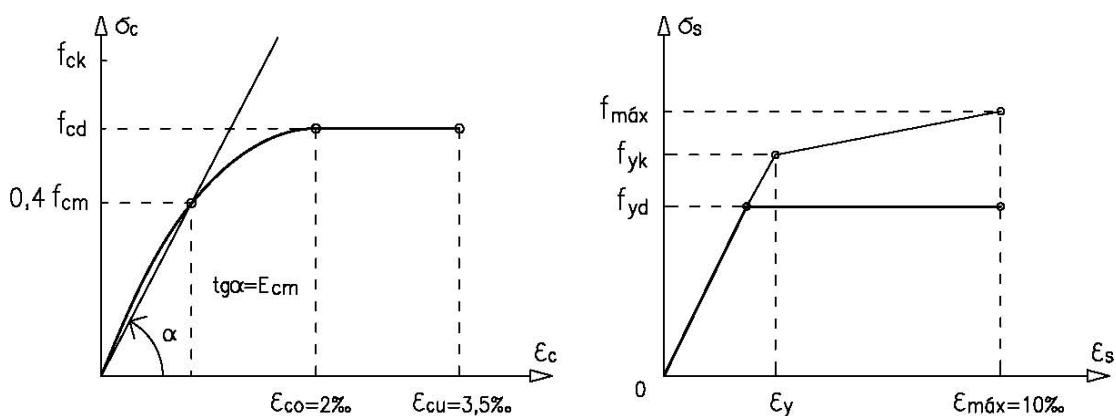
$$f_c = f_{cd} \cdot \left[ \frac{2 \cdot \varepsilon_c}{\varepsilon_o} - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o} \right)^2 \right]$$

Se ha tomado como diagrama tensión-deformación del hormigón, el de parábola-rectángulo de la **fig. 5.2**, que tiene una etapa elástica con una curva parabólica definida por la fórmula anterior, en el intervalo  $0 \leq \varepsilon_c \leq 0,002$ , y una etapa plástica definida por una recta horizontal, en el intervalo  $0,002 \leq \varepsilon_c \leq 0,0035$ .

La deformación en las armaduras se obtiene a partir de la del hormigón traccionado:

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_t \cdot (d - x)}{h - x}$$

Donde  $d$  es el canto útil de la sección.



**Figura 5.2** Diagramas tensión-deformación del hormigón (izqda) y del acero al carbono de dureza natural (dcha) utilizados en los cálculos.

En esta primera fase,  $\varepsilon_s$  siempre está por debajo del 2‰, es decir, en estado elástico, por lo que la tensión de trabajo del acero será:

$$f_s = E_s \cdot \varepsilon_s$$

Donde  $E_s = 200.000 \text{ N/mm}^2$  para el caso del acero al carbono y  $170.000 \text{ N/mm}^2$  para el inoxidable. Ahora se puede calcular la resultante de tracción  $T$ , suma del acero y del hormigón traccionado, y la resultante de compresión  $C$  del hormigón comprimido:

$$T = T_s + T_c = A_s \cdot f_s + 1/2 \cdot f_{ct,d} \cdot b \cdot (h - x)$$

$$C = 1/2 \cdot f_c \cdot x \cdot b$$

Donde  $A_s$  es la sección de la armadura y  $b$  el ancho de la viga. Para calcular las resultantes del hormigón ( $T_c$  y  $C$ ), se ha supuesto una distribución de tensiones triangular (como se representa en la **fig. 5.1**), al ser las deformaciones muy pequeñas en ésta primera fase, por eso aparece el término  $1/2$  en ambos casos.

Cuando  $T = C$ , el valor dado por iteración a la profundidad de la fibra neutra  $x$  será el correcto.

Entonces se puede calcular el momento flector  $M_1$  que solicita a la sección en éste primer caso, suma de los momentos parciales de las tres fuerzas horizontales respecto a la fibra neutra de la sección:

$$\begin{aligned} \text{Del acero:} & M_s = T_s \cdot (d - x) \\ \text{Del hormigón traccionado:} & M_{ct} = T_c \cdot 2/3 \cdot (h - x) \\ \text{Del hormigón comprimido:} & M_c = C \cdot 2/3 \cdot x \\ \text{Total:} & M_1 = M_s + M_{ct} + M_c \end{aligned}$$

Y la curvatura correspondiente alcanzada por la sección será:

$$\varphi_1 = \varepsilon_c / x$$

## 2. Momento de fluencia del acero: $M_2$

Cuando el acero (al carbono) alcanza el límite elástico:

$$f_s = f_{yd} = 500 \text{ N/mm}^2 / 1,15 = 434,78 \text{ N/mm}^2$$

su deformación toma el valor:

$$\varepsilon_s = f_s / E_s = 434,78 / 200.000 = 0,00217 = 2,17\text{‰}$$

Se puede calcular entonces la deformación máxima del hormigón comprimido:

$$\varepsilon_c = \frac{\varepsilon_y \cdot x}{d - x}$$

Donde el valor de la profundidad de la fibra neutra  $x$  se obtiene iterando. La tensión en el hormigón  $f_c$  se obtiene por la fórmula de Hognestad si  $\varepsilon_c \leq 0,002$ , o se iguala a la de cálculo  $f_{cd}$  si se ha superado dicho valor (es decir, ha plastificado).

Las resultantes de tracción y de compresión serán entonces:

$$T_s = A_s \cdot f_s$$

$$C = c_1 \cdot f_c \cdot x \cdot b$$

Donde el término  $c_1 \cdot f_c \cdot x$  es el área de la distribución de tensiones de compresión sobre el hormigón. El valor del coeficiente  $c_1$  es 2/3 si el área tiene forma parabólica, es decir, cuando  $\varepsilon_c = 2\text{‰}$ . Para los casos parábola-rectángulo ( $2\text{‰} < \varepsilon_c < 3,5\text{‰}$ ), el valor del coeficiente  $c_1$  se recoge en la **Tabla 5.1**. También se indica el valor del que se ha denominado coeficiente  $c_2$ , que se corresponde con la posición del centro de gravedad del área mencionada respecto a la fibra neutra (ejemplos en la **fig. 5.3**).

Cuando  $T_s = C$ , el valor dado por iteración a la profundidad de la fibra neutra  $x$  será el correcto.

El momento flector  $M_2$  que solicita a la sección será, como antes, la suma:

$$M_2 = M_s + M_c = T_s \cdot (d - x) + C \cdot c_2 \cdot x$$

La curvatura se calculará como en el caso anterior:  $\varphi_2 = \varepsilon_c / x$ .

Este segundo punto no se da para cuantías de armado muy altas, porque el acero no alcanza su límite elástico al agotarse antes el hormigón. En ese caso, iterando el valor de  $x$  no se consigue igualar las fuerzas horizontales  $T_s$  y  $C$ .

### 3. Momento de agotamiento del acero: $M_3$

Cuando el acero alcanza su deformación máxima 10‰, su tensión de trabajo sigue siendo la de cálculo de su límite elástico  $f_{yd}$ , según el diagrama tensión-deformación de la **fig. 5.2**.

La deformación del hormigón  $\varepsilon_c$  y su tensión de trabajo  $f_c$  se calculan como en el apartado anterior, al igual que la resultante de tracción  $T$  y de compresión  $C$ , con el coeficiente  $c_1$  que corresponda según el valor de  $\varepsilon_c$ .

El momento flector  $M_3$  que solicita a la sección hasta el agotamiento del acero, será como antes, la suma:

$$M_3 = M_s + M_c = T_s \cdot (d - x) + C \cdot c_2 \cdot x$$

Y la curvatura, como en todos los casos, será  $\varphi_3 = \varepsilon_c / x$ .

**Tabla 5.1** Valores de los coeficientes  $c_1$  y  $c_2$ , en función de  $\varepsilon_c$ .

Deformación unitaria máxima del hormigón $\varepsilon_c$ [‰]	Forma de la distribución de tensiones sobre el hormigón	$c_1$	$c_2$
2	Parábola	2/3	5/8
2,5	Parábola rectángulo	0,73	0,61
3		0,78	0,59
3,5		0,81	0,58

Al igual que en el punto anterior, con cuantías altas de acero no se alcanza esta situación.

#### 4. Momento con el hormigón al 2‰: $M_4$

Cuando el hormigón alcanza una deformación máxima del 2‰, su tensión de trabajo es la de cálculo:  $f_c = f_{cd}$  (fig. 5.2 y 5.3).

Con esos valores fijos, se determina la deformación del acero:

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_c \cdot (d - x)}{x}$$

Donde  $x$  es siempre un valor obtenido por iteración. La tensión en el acero será entonces:

$$\begin{aligned} f_s &= E_s \cdot \varepsilon_s & \text{si } \varepsilon_s \leq 0,00217 \text{ (0,00256 si es acero inoxidable, como se verá a continuación).} \\ f_s &= f_y & \text{en caso contrario.} \end{aligned}$$

Las resultantes de tracción  $T$  y de compresión  $C$  serán entonces (fig. 5.3, izq.):

$$\begin{aligned} T_s &= A_s \cdot f_s \\ C &= 2/3 \cdot f_c \cdot b \cdot x \end{aligned}$$

Y el momento flector que solicita la sección:

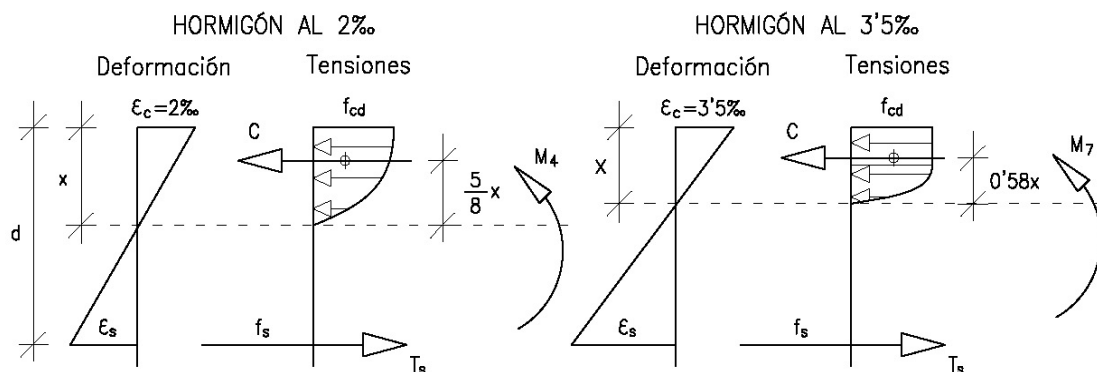
$$M_4 = M_s + M_c = T_s \cdot (d - x) + C \cdot 5/8 \cdot x$$

La curvatura siempre toma el valor:  $\phi_4 = \varepsilon_c / x$ .

#### 5. Momento con el hormigón al 2,5‰: $M_5$

Los cálculos son análogos al caso anterior, con  $\varepsilon_c = 0,0025$  y  $f_c = f_{cd}$ . En este caso,  $c_1 = 0,73$  y  $c_2 = 0,61$ .

Si la cuantía de armado de la sección es escasa, puede no alcanzarse ésta situación y, por lo tanto, tampoco las siguientes.



**Figura 5.3** Esquemas de deformación y tensión de la sección para los momentos  $M_4$  y  $M_7$ .

### 6. Momento con el hormigón al 3‰: $M_6$

Los cálculos son análogos al punto anterior, con  $\varepsilon_c = 0,003$ ,  $c_1 = 0,78$  y  $c_2 = 0,59$ .

### 7. Momento de agotamiento del hormigón: $M_7$

Si la cuantía de armado es alta, la sección puede alcanzar esta situación, en la que  $\varepsilon_c = 0,0035$ . El resto de las operaciones son iguales que en el punto anterior, con  $c_1 = 0,81$  y  $c_2 = 0,58$  (fig. 5.3, dcha.).

Estos cálculos se repetirán para el supuesto de armado de las secciones con barras corrugadas de acero inoxidable, teniendo en cuenta los resultados de las características mecánicas que se han obtenido en los ensayos de tracción. En concreto, para las armaduras de acero inoxidable se utilizará el diagrama tensión-deformación de la fig. 5.4.

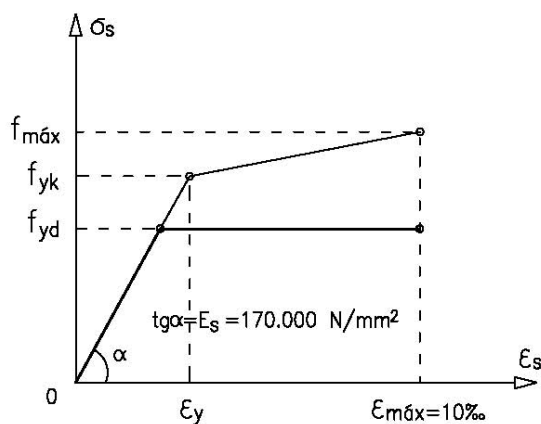
Cuando el acero inoxidable alcanza su límite elástico:

$$f_s = f_{yd} = 500 \text{ N/mm}^2 / 1,15 = 434,78 \text{ N/mm}^2,$$

su deformación toma el valor:

$$\varepsilon_s = f_s / E_s = 434,78 / 170.000 = 0,00256 = 2,56‰.$$

La obtención de los diagramas momento-curvatura de las secciones armadas con acero inoxidable sigue la misma metodología de iteración expuesta para el caso de armado con acero al carbono. El resto de las consideraciones y operaciones se mantiene, incluso los límites de fluencia y el 10‰ de deformación para el acero, el primero porque es el mismo en el acero inoxidable que en el acero al carbono, y el segundo porque es un límite que impone indirectamente el propio hormigón y es el que se considera como deformación máxima de las armaduras para el cálculo estructural.



**Figura 5.4** Diagrama tensión-deformación adoptado para los aceros inoxidables.



### 5.3 RESULTADOS OBTENIDOS

A partir de los cálculos descritos en el punto anterior, se han obtenido los diagramas momento-curvatura  $M-\phi$  de las vigas planas 50x30 cm armadas con acero al carbono B-500-SD, representados en la **fig. 5.5**, y los diagramas correspondientes a las vigas de canto representados en la **fig. 5.6**.

En ambos casos, se puede observar como la capacidad de rotación de la sección de la viga disminuye con cuantías muy altas de armadura, siendo las cuantías medias y bajas las que proporcionan mayores curvaturas últimas.

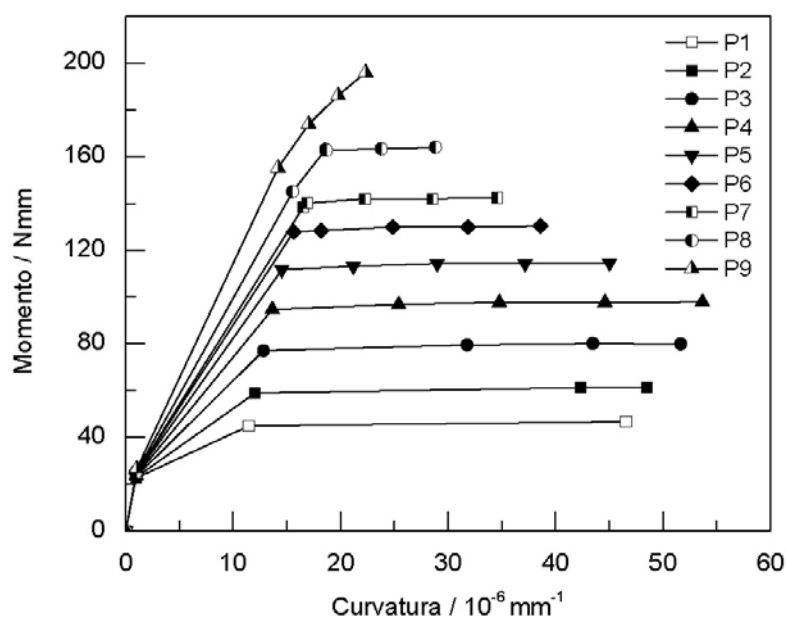
En la **figura 5.7** se han representado los diagramas momento-curvatura relativos  $M_r-\phi_r$  de todas las vigas, planas y de canto, armadas con acero al carbono.

Se denomina momento relativo  $M_r$  y curvatura relativa  $\phi_r$  a:

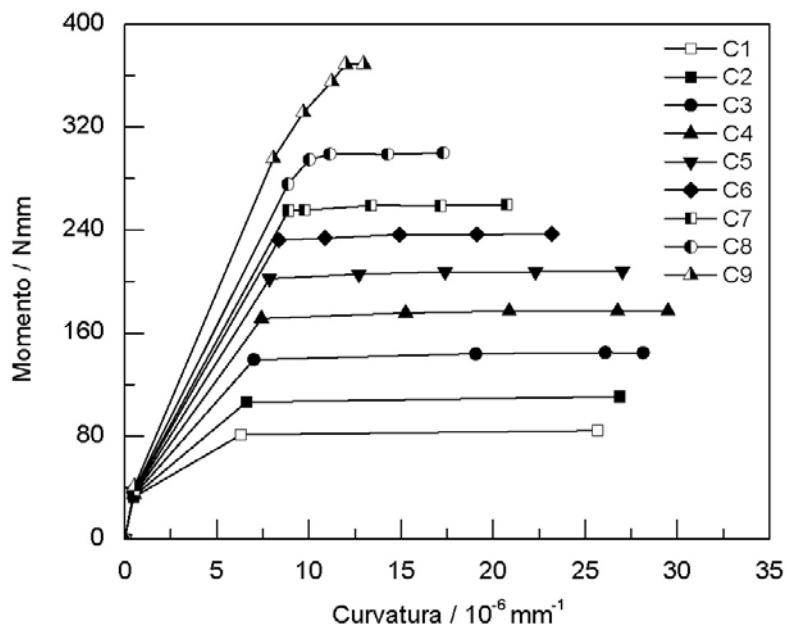
$$M_r = \frac{M}{b \cdot h^2} \quad \phi_r = \phi \cdot h = \varepsilon_c + \varepsilon_t$$

Con estos parámetros, el diagrama  $M-\phi$  es independiente de la geometría de la sección, por lo que se pueden representar en un único diagrama los obtenidos para las vigas planas y las vigas de canto.

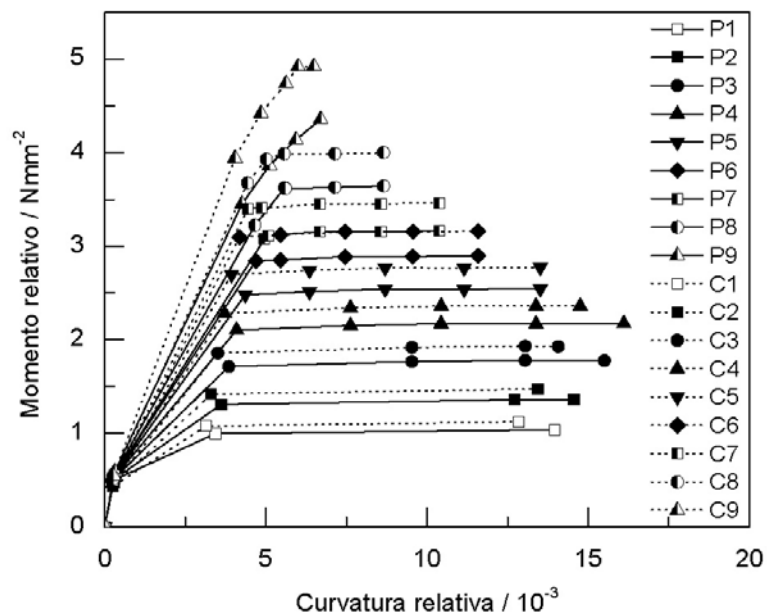
En la **Tabla 5.2** se recogen los valores de las curvaturas elásticas  $\phi_e$  (cuando la armadura de la sección alcanza su límite elástico o cuando el hormigón alcanza la deformación del 2‰) y las curvaturas últimas  $\phi_u$  (cuando se agota la sección, por el acero o por el hormigón) de las dos secciones de viga consideradas, para cada una de las cuantías de armado estudiadas. El cociente entre ambas curvaturas es lo que se denomina ductilidad de la sección  $D_s$ .



**Figura 5.5** Diagramas momento-curvatura de las vigas planas 50x30 cm, armadas con diferentes cuantías de acero al carbono B-500-SD.



**Figura 5.6** Diagramas momento-curvatura de las vigas de canto 30x50 cm, armadas con diferentes cuantías de acero al carbono B-500-SD.



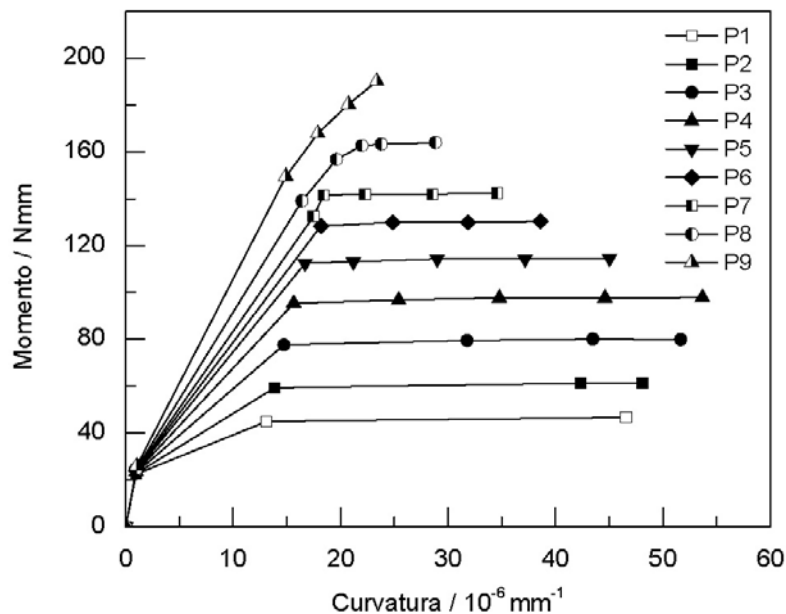
**Figura 5.7** Diagramas momento-curvatura relativos, de todas las vigas, planas y de canto, armadas con diferentes cuantías de acero al carbono B-500-SD.

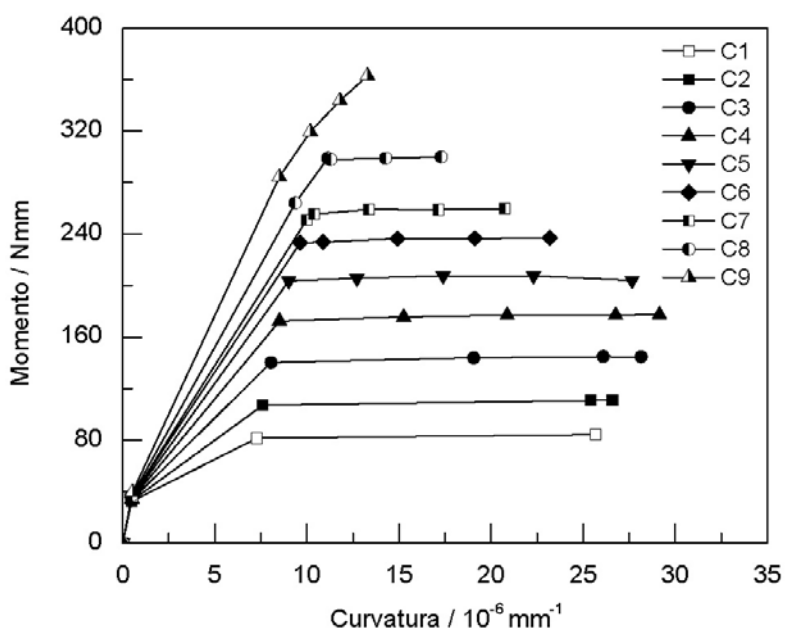
En la **fig. 5.8** se representan los diagramas  $M-\phi$  de las vigas planas 50x30 cm, armadas con acero inoxidable y en la **fig. 5.9** los diagramas correspondientes a las vigas de canto. En la **fig. 5.10**, se han representado los diagramas momento-curvatura relativos, de todas las vigas, planas y de canto, armadas con acero inoxidable.

**Tabla 5.2** Curvaturas elásticas, últimas y valores de ductilidad de las secciones, armadas con acero al carbono B-500-SD.

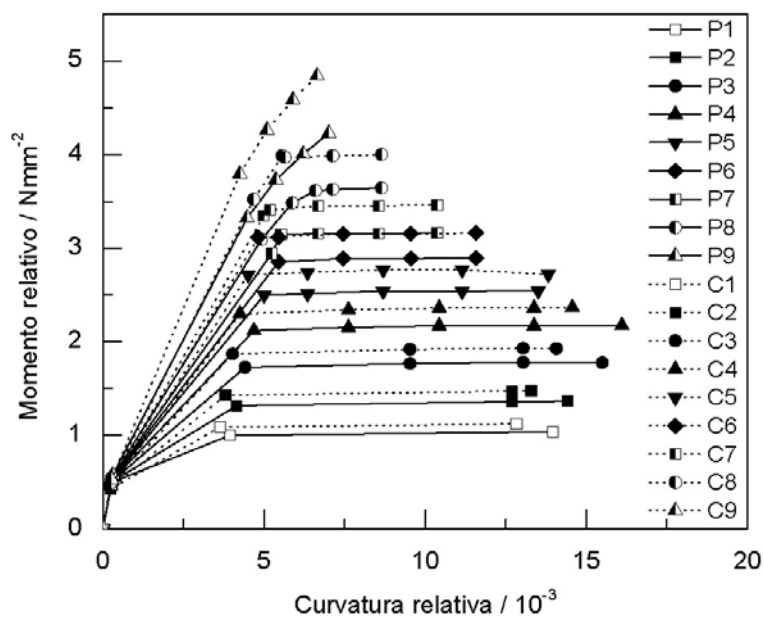
Viga	Armado B500SD	Curvatura Elástica $\varphi_e$ [ $10^{-6} \text{ mm}^{-1}$ ]	Curvatura Última $\varphi_u$ [ $10^{-6} \text{ mm}^{-1}$ ]	Ductilidad de la sección $D_s = \varphi_u / \varphi_e$
Plana 50x30 cm	P1: 4 Ø12	11,45	46,57	4,07
	P2: 3 Ø16	12,05	48,53	4,03
	P3: 4 Ø16	12,83	51,67	4,03
	P4: 5 Ø16	13,64	53,69	3,94
	P5: 6 Ø16	14,53	45,04	3,10
	P6: 7 Ø16	15,63	38,61	2,47
	P7: 5 Ø20	16,89	34,59	2,05
	P8: 6 Ø20	18,70	28,83	1,54
	P9: 8 Ø20	14,18 (*)	22,33	1,57
De canto 30x50 cm	C1: 4 Ø12	6,30	25,69	4,08
	C2: 3 Ø16	6,61	26,88	4,07
	C3: 4 Ø16	7,01	28,15	4,02
	C4: 5 Ø16	7,42	29,51	3,98
	C5: 6 Ø16	7,86	27,03	3,44
	C6: 7 Ø16	8,37	23,16	2,77
	C7: 5 Ø20	8,88	20,76	2,34
	C8: 6 Ø20	10,02	17,30	1,73
	C9: 8 Ø20	12,00	12,97	1,08

(\*) En este caso, el acero no alcanza su límite elástico. Esta curvatura se refiere a cuando el hormigón alcanza una deformación máxima del 2‰.

**Figura 5.8** Diagramas momento-curvatura de las vigas planas 50x30 cm, armadas con diferentes cuantías de acero inoxidable.



**Figura 5.9** Diagramas momento-curvatura de las vigas de canto 30x50 cm, armadas con diferentes cuantías de acero inoxidable.



**Figura 5.10** Diagramas momento-curvatura relativos de todas las vigas, planas y de canto, armadas con diferentes cuantías de acero inoxidable.

En la **Tabla 5.3** se recogen los valores de las curvaturas elásticas  $\phi_e$ , las curvaturas últimas  $\phi_u$  y la ductilidad de la sección  $D_s$  para los dos tipos de vigas considerados, armadas con barras corrugadas de acero inoxidable.

**Tabla 5.3** Curvaturas elásticas y últimas, y valores de ductilidad de las secciones, armadas con acero inoxidable.

Viga	Armado acero inoxidable	Curvatura Elástica $\varphi_e [10^{-6} \text{ mm}^{-1}]$	Curvatura Última $\varphi_u [10^{-6} \text{ mm}^{-1}]$	Ductilidad de la sección $D_s = \varphi_u / \varphi_e$
Plana 50x30 cm	P1: 4 Ø12	13,13	46,57	3,55
	P2: 3 Ø16	13,86	48,10	3,47
	P3: 4 Ø16	14,72	51,67	3,51
	P4: 5 Ø16	15,64	53,69	3,43
	P5: 6 Ø16	16,69	45,04	2,70
	P6: 7 Ø16	18,16	38,61	2,13
	P7: 5 Ø20	18,43	34,59	1,88
	P8: 6 Ø20	22,00	28,83	1,31
	P9: 8 Ø20	14,92 (*)	23,37	1,57
De canto 30x50 cm	C1: 4 Ø12	7,28	25,69	3,53
	C2: 3 Ø16	7,61	26,59	3,49
	C3: 4 Ø16	8,05	28,15	3,50
	C4: 5 Ø16	8,51	29,15	3,43
	C5: 6 Ø16	9,02	27,66	3,07
	C6: 7 Ø16	9,64	23,16	2,40
	C7: 5 Ø20	10,39	20,76	2,00
	C8: 6 Ø20	11,29	17,30	1,53
	C9: 8 Ø20	8,50 (*)	13,29	1,56

(\*) En estos casos, el acero no alcanza su límite de fluencia. Esta curvatura se refiere a cuando el hormigón alcanza una deformación máxima del 2‰.

## 5.4 ANÁLISIS Y DISCUSIÓN

A partir de los datos obtenidos de ductilidad de las secciones  $D_s$  recogidos en las **Tablas 5.2 y 5.3**, se han elaborado las gráficas de las **fig. 5.11 y 5.12** para comparar entre sí las vigas planas y las vigas de canto respectivamente, donde se puede constatar la superior ductilidad de las secciones armadas con acero al carbono respecto a las armadas con acero inoxidable, con incrementos de 0,01 a 0,57 puntos, es decir, hasta un 17% de mejora como es el caso de las vigas P-2 y C-2.

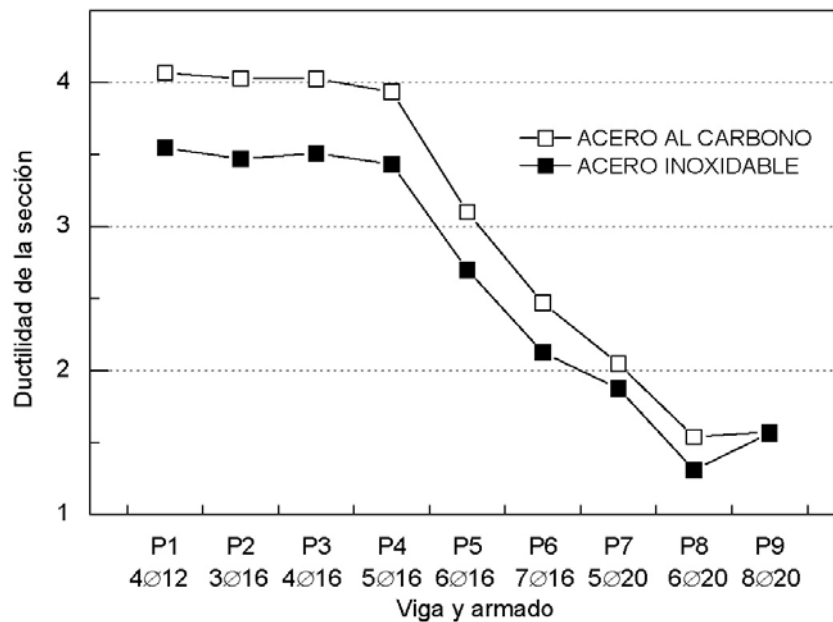
Esa superior ductilidad de sección con las armaduras de acero al carbono es consecuencia de dos factores:

- La mayor curvatura elástica que proporciona a la sección el acero inoxidable con respecto al acero al carbono, debido a su menor módulo de elasticidad.
- El mantener iguales para ambos aceros los valores de las curvaturas últimas, al estar limitadas por la deformación máxima del acero al 10‰.

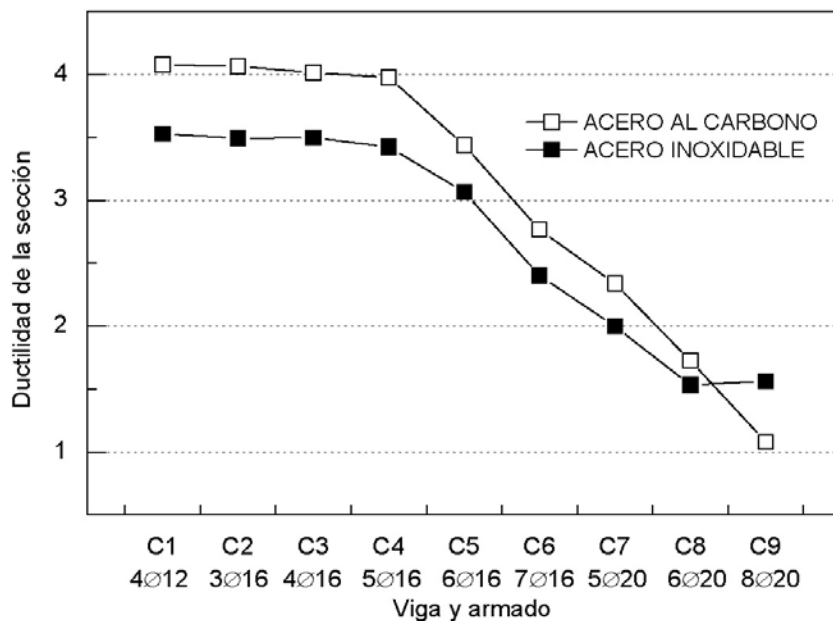
Esto se puede comprobar en los dos gráficos de las **fig. 5.13 y 5.14**, donde se representan por separado las curvaturas elásticas  $\varphi_e$  y últimas  $\varphi_u$  de las secciones armadas con los dos aceros. La curvatura última es la misma para los dos aceros en casi todos

los casos y, en cambio, la curvatura elástica es casi siempre superior en el caso de los aceros inoxidables.

Es decir, que un material más dúctil como es el acero inoxidable en comparación con el acero al carbono, proporciona, paradójicamente, secciones menos dúctiles.

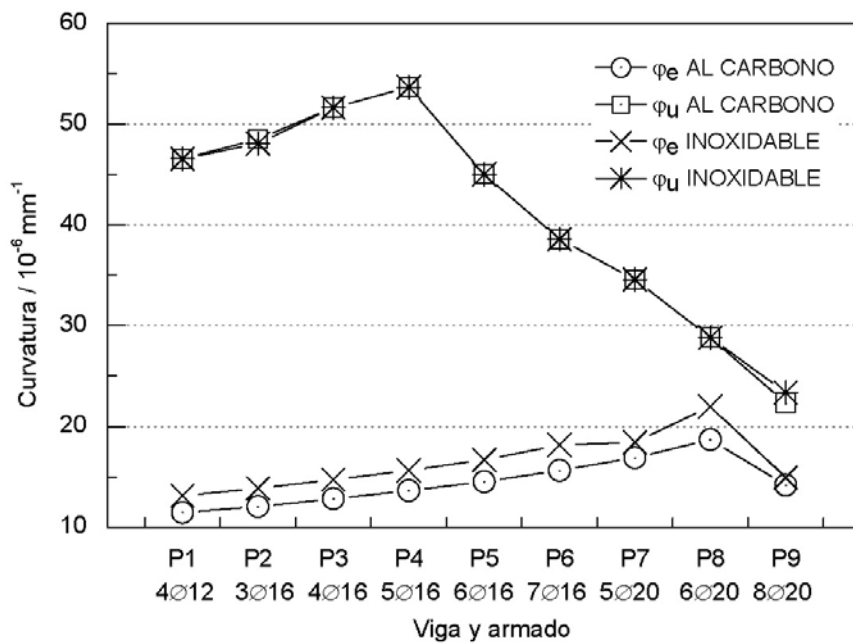


**Figura 5.11** Comparativa de los datos de ductilidad de las secciones de viga plana, armadas con diferentes cuantías de acero al carbono e inoxidable.

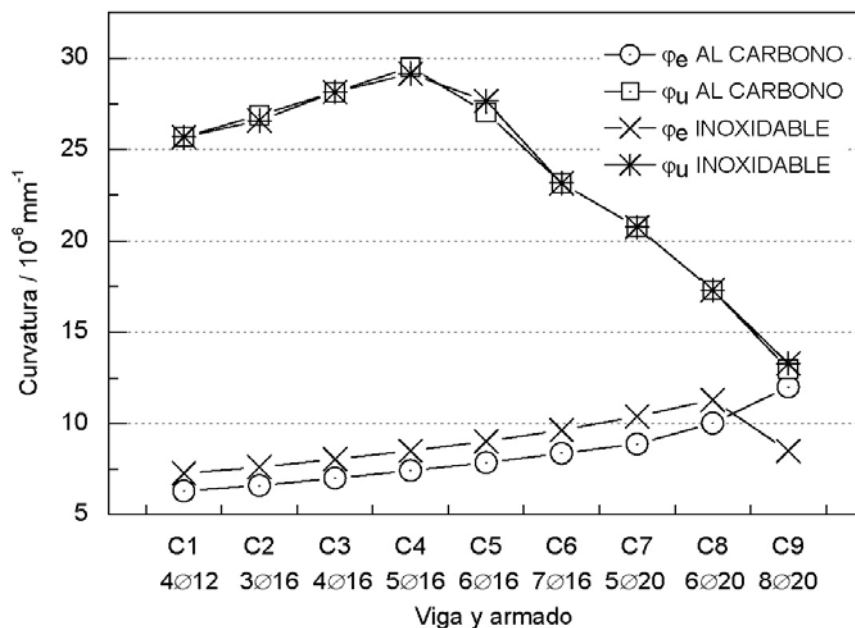


**Figura 5.12** Comparativa de los datos de ductilidad de las secciones de viga de canto, armadas con diferentes cuantías de acero al carbono e inoxidable.

Para hacer una comparación entre secciones de hormigón teniendo en cuenta también lo que ocurre cuando sus armaduras superan el 10‰ de deformación máxima, de forma que se refleje las deformaciones máximas que las armaduras podrían llegar a alcanzar en el caso de colapso del elemento estructural, se propone un nuevo concepto teórico, el de “curvatura última de rotura  $\varphi_{ur}$ ”.



**Figura 5.13** Comparativa de las curvaturas elásticas y últimas de las secciones de viga plana, armadas con diferentes cuantías de acero al carbono e inoxidable.



**Figura 5.14** Comparativa de las curvaturas elásticas y últimas de las secciones de viga de canto, armadas con diferentes cuantías de acero al carbono e inoxidable.

La curvatura última de rotura se define como la curvatura que tiene la sección cuando su armadura alcanza la deformación máxima  $\varepsilon_{\text{máx}}$  que se corresponde a su tensión de rotura  $f_s$  y que, en teoría, tendría el valor (**fig. 5.15 a**):

$$\varphi_{\text{ur}} = \frac{\varepsilon_{\text{máx}}}{d - x} \quad [5.1]$$

La curvatura última de rotura se corresponde con el que se denominará “Momento último de rotura  $M_{\text{ur}}$ ” que solicita la sección. En principio, tomaría el valor:

$$M_{\text{ur}} = A_s \cdot f_s \cdot (d - x) + M_c \quad [5.2]$$

Sin embargo, la curvatura última de rotura sólo se puede alcanzar en secciones muy débilmente armadas, sin aplicación práctica, o en aquellas que tengan también armadura a compresión. En este segundo caso, y suponiendo que las armaduras se deforman hasta la rotura, el hormigón se fisura completamente y sólo contribuye a mantener en su posición relativa las armaduras, por lo que se puede despreciar el valor del momento que proporciona el hormigón  $M_c$ .

Por lo tanto, ambas expresiones [5.1] y [5.2] sólo se pueden dar en la práctica cuando la sección tiene armadura en la cara de compresión ( $A_{\text{sc}}$ ), que para simplificar en nuestra comparativa entre secciones y tipos de acero, se supondrá de la misma cuantía que en la de tracción. En ese caso (**fig. 5.15 b**):

$$\varphi_{\text{ur}} = \frac{\varepsilon_{\text{máx}}}{d/2} \quad [5.3]$$

$$M_{\text{ur}} = A_s \cdot f_s \cdot \frac{d}{2} + A_{\text{sc}} \cdot f_s \cdot \frac{d}{2} = A_s \cdot f_s \cdot d \quad [5.4]$$

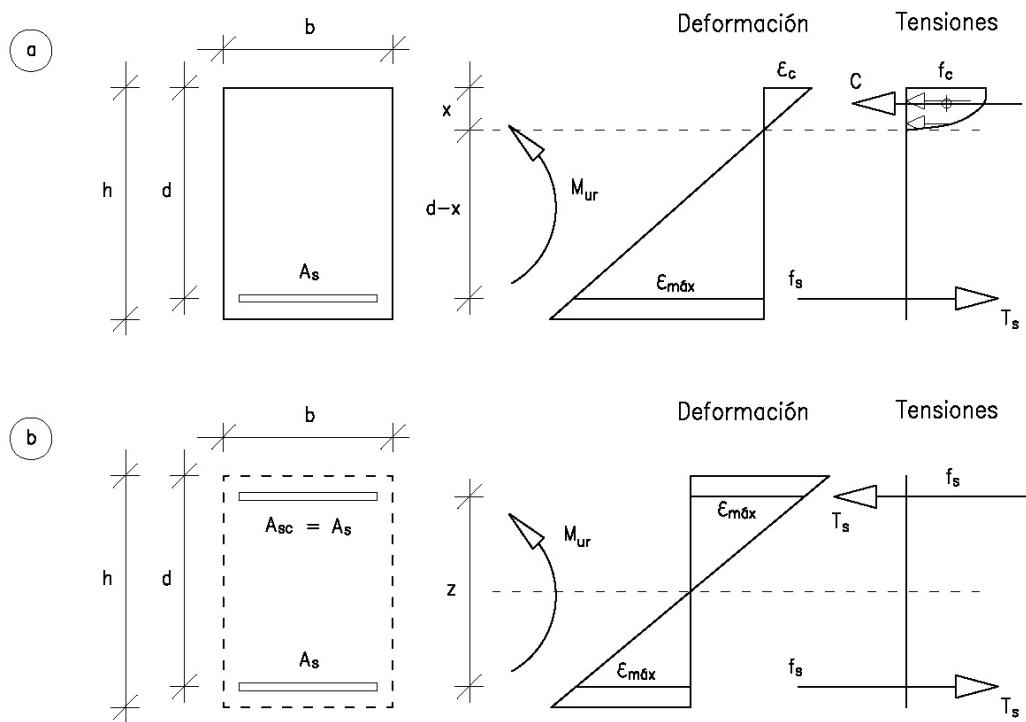
Con estos dos valores,  $\varphi_{\text{ur}}$  y  $M_{\text{ur}}$ , se pueden comparar entre sí secciones armadas con aceros de muy diferente ductilidad, en su comportamiento hipotético a rotura a flexión por deformación máxima de las armaduras, suponiendo que las secciones están armadas a compresión en la misma cuantía que a tracción.

La curvatura última de rotura así definida sólo depende, a parte del canto de la sección, de la deformación máxima del acero, por lo que es un valor constante e independiente de la cuantía de armado. Es decir, tiene el mismo valor para cada sección y para cada tipo de acero.

La cuantía de armado, en cambio, sí afecta al momento último de rotura, definido entonces como el momento flector máximo que puede alcanzar la sección cuando se arma por igual a tracción que a compresión, las armaduras alcanzan su deformación y su resistencia máxima, y el hormigón está completamente fisurado y se desprecia su colaboración.

Los valores medios de la deformación máxima de las barras laminadas en caliente obtenidos en los ensayos de tracción son el 12,58% para las de acero al carbono y el 26,43% en el caso de las de acero inoxidable. Con estos valores y las definiciones anteriores, se han calculado las curvaturas últimas de rotura de las secciones comparadas en este estudio, que se recogen en la **Tabla 5.4**.





**Figura 5.15** Esquemas de deformación de la sección en rotura: (a) cuando la sección está muy débilmente armada a tracción, (b) cuando la sección tiene armadura de compresión en la misma cuantía que de tracción.

En la misma Tabla se recoge el valor de la “Ductilidad de la sección a rotura  $D_{sr}$ ”, que se define como la relación entre la curvatura última de rotura y la curvatura elástica de la sección:

$$D_{sr} = \frac{\varphi_{ur}}{\varphi_e} \quad [5.5]$$

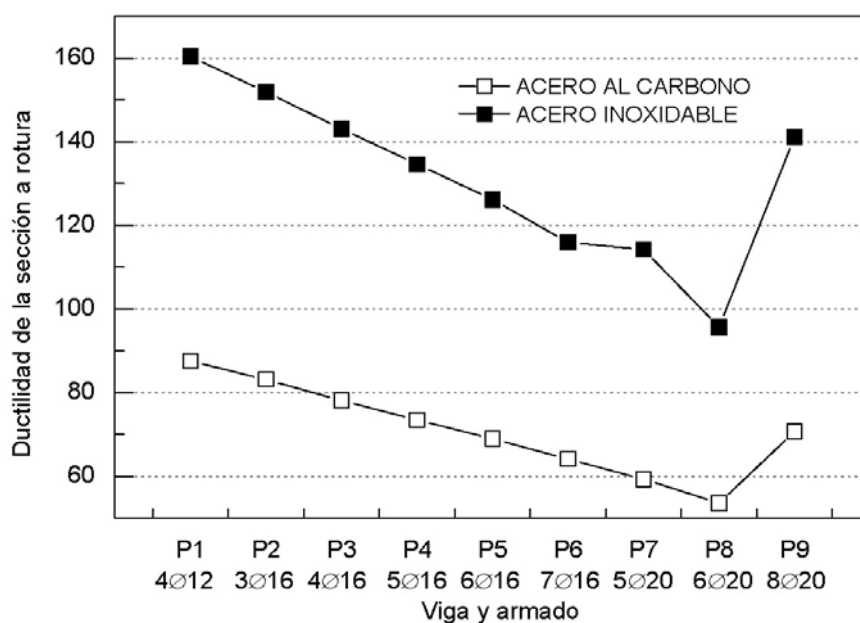
Este nuevo concepto no se limita a valorar el recorrido que tiene la sección desde que las armaduras alcanzan el límite elástico hasta que las fisuras en la pieza de hormigón son importantes, sino que abarca hasta el momento en el que las armaduras rompen por deformación máxima.

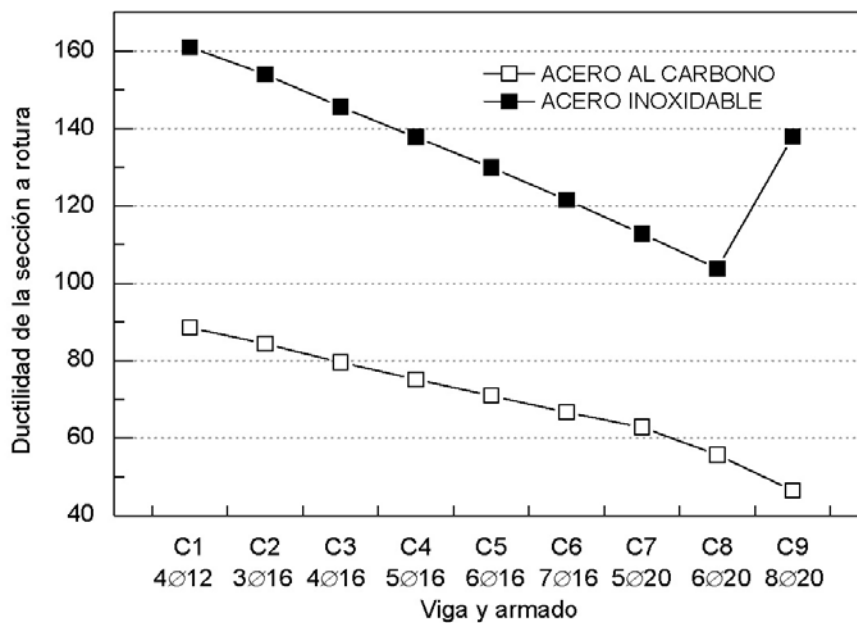
Si se comparan los valores de ductilidad de las secciones a rotura, supuestas armadas con acero al carbono o con acero inoxidable, para las vigas planas en la **fig. 5.16** y para las vigas de canto en la **fig. 5.17**, entonces se comprueba que las vigas planas armadas con barras de acero inoxidable pueden duplicar en ductilidad a rotura a sus homólogas armadas con acero al carbono (1,997 veces más la viga P9 armada con acero inoxidable que la armada con acero al carbono), y que las vigas de canto las llegan a triplicar en algún caso (2,996 veces más la viga C9).

Los valores de  $\varphi_{ur}$  y  $D_{sr}$  no se alcanzarían realmente, en caso de colapso, en la mayoría de los casos, puesto que el comportamiento en rotura de un elemento estructural de hormigón armado depende de numerosos factores como las condiciones de apoyo y enlace con otros elementos o la redistribución de momentos, sin embargo, sí son valores que nos indican la capacidad máxima de rotación de la sección en condiciones particulares de colapso.

**Tabla 5.4** Curvatura última de rotura y ductilidad de la sección a rotura, de las vigas planas y de canto consideradas en el estudio, armadas con acero al carbono y con acero inoxidable.

Viga	Armado a tracción	Acero al carbono		Acero inoxidable	
		Curvatura última de rotura $\phi_{ur}$ [10 <sup>-6</sup> mm <sup>-1</sup> ]	Ductilidad de la sección a rotura $D_{sr}$	Curvatura última de rotura $\phi_{ur}$ [10 <sup>-6</sup> mm <sup>-1</sup> ]	Ductilidad de la sección a rotura $D_{sr}$
Plana 50x30 cm	P1: 4 Ø12	1.002,39	87,54	2.105,98	160,39
	P2: 3 Ø16	1.002,39	83,19	2.105,98	151,96
	P3: 4 Ø16	1.002,39	78,13	2.105,98	143,07
	P4: 5 Ø16	1.002,39	73,49	2.105,98	134,65
	P5: 6 Ø16	1.002,39	68,99	2.105,98	126,18
	P6: 7 Ø16	1.002,39	64,13	2.105,98	115,97
	P7: 5 Ø20	1.002,39	59,35	2.105,98	114,27
	P8: 6 Ø20	1.002,39	53,60	2.105,98	95,73
	P9: 8 Ø20	1.002,39	70,69	2.105,98	141,15
De canto 30x50 cm	C1: 4 Ø12	557,87	88,55	1.172,06	161,00
	C2: 3 Ø16	557,87	84,40	1.172,06	154,02
	C3: 4 Ø16	557,87	79,58	1.172,06	145,60
	C4: 5 Ø16	557,87	75,18	1.172,06	137,73
	C5: 6 Ø16	557,87	70,98	1.172,06	129,94
	C6: 7 Ø16	557,87	66,65	1.172,06	121,58
	C7: 5 Ø20	557,87	62,82	1.172,06	112,81
	C8: 6 Ø20	557,87	55,68	1.172,06	103,81
	C9: 8 Ø20	557,87	46,49	1.172,06	137,89

**Figura 5.16** Comparativa de los datos de ductilidad a rotura de las secciones de viga plana, armadas con diferentes cuantías de acero al carbono e inoxidable.



**Figura 5.17** Comparativa de los datos de ductilidad a rotura de las secciones de viga de canto, armadas con diferentes cuantías de acero al carbono e inoxidable.

Aunque se ha supuesto que la cuantía de armado es la misma a compresión que a tracción para realizar los gráficos de comparación entre el armado con acero al carbono y el armado con acero inoxidable, se pueden realizar cálculos análogos de  $\phi_{ur}$  y  $D_{sr}$  cuando las cuantías son diferentes.

Y por extensión, se puede calcular la  $D_{sr}$  real de cada sección particular, considerando la curvatura máxima que alcanzaría dicha sección en el momento del colapso.

## 5.5 CONCLUSIONES

Las conclusiones finales se resumen a continuación:

- Las armaduras de acero inoxidable son más dúctiles que las de acero al carbono por las altas deformaciones que alcanzan antes de la rotura, y sin embargo, proporcionan secciones de hormigón menos dúctiles en el cálculo estructural convencional. Su menor módulo de elasticidad causa mayores curvaturas elásticas de la sección, en comparación con el acero al carbono, pero como para ambos aceros la deformación máxima se limita al 10‰ en los cálculos, la curvatura última de la sección es la misma para ambos. Por lo tanto, la ductilidad de la sección, es decir, el cociente entre curvatura última y curvatura elástica, es menor para la armada con acero inoxidable.

- El comportamiento de una armadura más allá de su deformación del 10‰ no es significativo desde el punto de vista del cálculo estructural, que impone deformaciones pequeñas para no fisurar en exceso el hormigón. Lo mejor en el cálculo de secciones y piezas de hormigón armado sería utilizar aceros con el mayor valor posible de módulo de elasticidad, lo que dará menores curvaturas elásticas (menores deformaciones con tensiones de trabajo por debajo del límite elástico), y por lo tanto, el cociente entre curva-

tura última y curvatura elástica, es decir, la ductilidad de la sección, será mayor. Un alto módulo de elasticidad del acero también permite ahorrar armaduras, porque la menor curvatura de la sección se traduce en menores deformaciones del elemento estructural y en menores aberturas de fisura máxima en el hormigón.

- La superior ductilidad del acero inoxidable respecto al acero al carbono se manifiesta para unas deformaciones que quedan fuera del cálculo estructural convencional, es decir, que no se puede aprovechar para aspectos tales como la redistribución de momentos, pero que tiene una evidente e importante ventaja en el caso de colapso de la estructura, para el que la distancia temporal que hay entre la aparición de las primeras fisuras en el hormigón alertantes para el usuario y la rotura final es fundamental.

- En este trabajo se han propuesto tres nuevos conceptos, la curvatura última de rotura  $\phi_{ur}$  (Ec. 5.1), el momento último de rotura  $M_{ur}$  (Ec. 5.2) y la ductilidad de la sección a rotura  $D_{sr}$  (Ec. 5.5), que permiten evaluar el comportamiento de las secciones de hormigón cuando sus armaduras alcanzan la deformación máxima en rotura  $\epsilon_{m\acute{a}x}$ . En ese punto, el hormigón está completamente fisurado y no contribuye en la resistencia de la sección, sólo en el mantenimiento de la posición relativa de las armaduras de tracción y de compresión. La sección soportará un momento último de rotura que dependerá de la armadura de menor cuantía, de tracción o de compresión, pero lo importante en este cálculo no es el valor de este momento último sino el recorrido más o menos largo que la sección ha experimentado desde la curvatura elástica hasta la de rotura. Y ese recorrido está directamente relacionado con las características de ductilidad de las armaduras.

## Capítulo 6

### **ESTUDIO A NIVEL DE PIEZA**

#### **6.1 INTRODUCCIÓN**

Para evaluar el comportamiento estructural de las armaduras elaboradas con acero inoxidable, y teniendo en cuenta los resultados y las conclusiones obtenidos de los estudios a nivel de barra y a nivel de sección, se van a realizar seis ensayos a flexión de piezas de hormigón armado con acero al carbono B-500-SD y con acero inoxidable.

El trabajo se va a desarrollar experimental y analíticamente:

- Experimentalmente: ensayando a flexión, hasta la rotura, seis vigas de hormigón de 1 metro de luz, apoyada en sus extremos y aplicando la carga sobre dos puntos simétricos equidistantes entre sí. Las vigas se van a armar con diferentes cuantías de acero: dos vigas con cuantía baja y de comportamiento previsible más dúctil, dos con cuantía media y dos con cuantía alta cercano al límite del Dominio 3 y, por tanto, de rotura prevista más frágil.
- Analíticamente: comprobando los datos obtenidos de carga-deformación en los ensayos con los previstos teóricamente, y comparando los resultados entre sí de los dos tipos de acero, al carbono e inoxidable.

Los ensayos a flexión se realizarán aplicando la carga a velocidad lenta, rompiendo cada viga en un plazo aproximado de 20 minutos, para permitir durante el mismo la medida del ancho de diversas fisuras en el hormigón, anotar la carga de la máquina de ensayo en ese momento, y realizar posteriormente los cálculos teóricos que confirmen los resultados.

El armado de las vigas se realizará con barras corrugadas laminadas en frío y en caliente, de 8 y 16 mm de diámetro respectivamente. Como las características mecánicas de los diferentes tipos de acero inoxidable son muy similares entre sí, se tomarán barras de los dos aceros dúplex estudiados. Las laminadas en frío serán del acero AISI 2304 (no se fabrican del AISI 2001), y las barras de 16 mm de diámetro laminadas en caliente serán del citado dúplex y del nuevo AISI 2001, para confirmar las características mecánicas de ambos y comparar su comportamiento estructural con el del acero al carbono.

Para realizar los cálculos teóricos de los diagramas momento-curvatura y carga-deformación que corresponderían a las diferentes vigas, se considerarán los valores medios de la resistencia real del hormigón obtenida mediante la rotura de las probetas correspondientes, elaboradas al mismo tiempo que las vigas, los valores medios de resistencia en el límite elástico y de rotura correspondientes a cada acero y cada diámetro de barra, y los diferentes valores del módulo de elasticidad de los aceros, 200.000 N/mm<sup>2</sup> para el acero al carbono y 170.000 N/mm<sup>2</sup> para el acero inoxidable.

## 6.2 TRABAJO EXPERIMENTAL

Se han elaborado seis vigas de hormigón de 10x15 cm de sección (13 cm de canto útil) y 1,20 metros de longitud total, armadas longitudinalmente y numeradas de la siguiente forma (**Tabla 6.1**):

Vigas armadas con acero al carbono B-500-SD:

- Viga 1: dos barras Ø8.
- Viga 2: una barra Ø16.
- Viga 3: dos barras Ø16.

Vigas armadas con acero inoxidable dúplex:

- Viga 4: dos barras Ø8 AISI 2304.
- Viga 5: una barra Ø16 AISI 2001.
- Viga 6: dos barras Ø16 AISI 2304.

Para evitar la rotura de las vigas a cortante, se han armado con cercos transversales Ø8, de acero B-500-SD, colocados a 45° en los extremos de las vigas, separados 10 cm en las dos vigas armadas con Ø8 y 7 cm en las armadas con Ø16. En la parte central de las vigas no se necesitan por quedar libres de esfuerzo cortante en el ensayo (**fig. 6.1**).

En la **fig. 6.2** se representan los armados de las vigas, los esquemas de aplicación de las cargas y los diagramas de esfuerzos cortante y flector resultantes para cada caso.

**Tabla 6.1** Numeración y armado de las vigas de hormigón para ensayar a flexión.

Viga	1	2	3	4	5	6
Acero	B-500-SD	B-500-SD	B-500-SD	AISI 2304	AISI 2001	AISI 2304
Armadura Longitudinal	2 Ø8	1 Ø16	2 Ø16	2 Ø8	1 Ø16	2 Ø16
Armadura Transversal a 45°	c Ø8 @ 10 cm	c Ø8 @ 7 cm	c Ø8 @ 7 cm	c Ø8 @ 10 cm	c Ø8 @ 7 cm	c Ø8 @ 7 cm



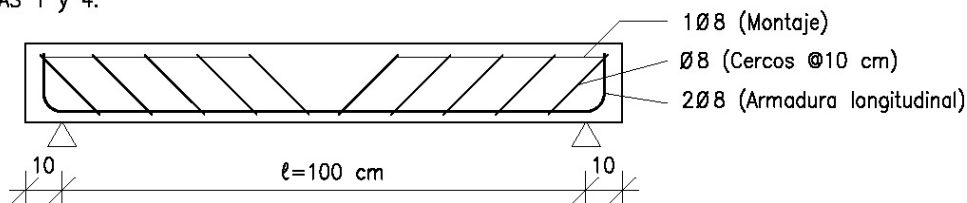
**Figura 6.1** Armados y encofrados de las vigas para ensayar a flexión.

En las vigas 1, 3, 4 y 6, la carga de la máquina de ensayo se repartirá en dos puntos equidistantes a  $1/3$  de la longitud entre apoyos (33,3 cm). En las vigas 2 y 5, la separación entre los dos puntos de aplicación de la carga es de 50 cm.

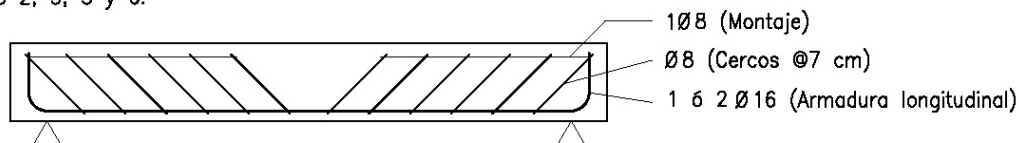
Las vigas se han fabricado con hormigón de resistencia característica  $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ , de dosificación en peso 1:2,667:2,583:0,55; es decir: 1 kg de cemento CEM II B-L 32,5; 2,667 kg de arena de río; 2,583 kg de gravilla de tamaño máximo 20 mm y 0,55 litros de agua. Se realizaron tres amasadas, una por cada pareja de vigas a comparar entre sí (vigas 1 y 4, 2 y 5, 3 y 6). De cada amasada se ha comprobado la consistencia mediante el cono de Abrams y se han elaborado dos probetas cilíndricas de 15x30 cm para su rotura a compresión en el mismo momento de la rotura de las vigas correspondientes.

Las vigas y las probetas se han mantenido en cámara de curado con un 95% de humedad hasta el ensayo de rotura, que se realizó a la edad de 28 días en el caso de las vigas 1, 3, 4 y 6; y a la edad de 286 días para las vigas 2 y 5.

VIGAS 1 y 4:



VIGAS 2, 3, 5 y 6:



VIGAS 1, 3, 4 y 6:

Esquema de cargas:

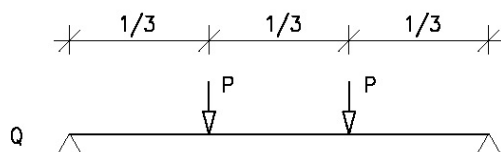


Diagrama esfuerzos cortantes:

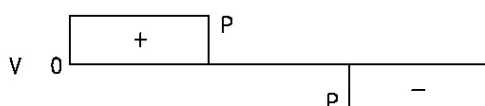
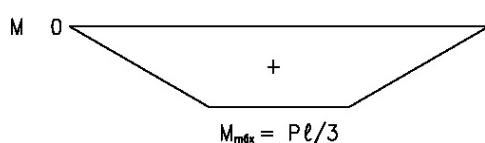
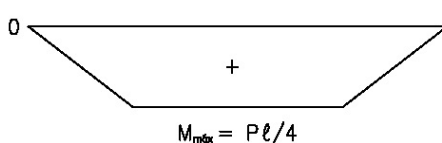
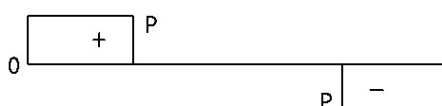
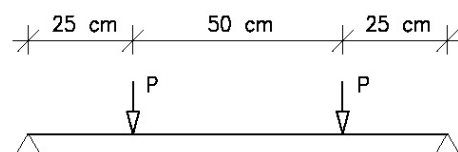


Diagrama esfuerzos flectores:



VIGAS 2 y 5:



**Figura 6.2** Armado, esquema de cargas y diagramas de esfuerzos cortante y flector de las vigas fabricadas para ensayar a flexión hasta la rotura.



**Figura 6.3.** Ensayo a flexión de la viga nº 1 de hormigón armado con acero al carbono.

El ensayo a flexión hasta la rotura se ha realizado en el Laboratorio de Materiales de Construcción de la Escuela Universitaria de Arquitectura Técnica de Madrid, utilizando una máquina universal de ensayos de la marca Microtest, modelo EM2/100 FR, que dispone en su parte superior del mecanismo de compresión. Para repartir la carga puntual que ejerce la prensa en los dos puntos equidistantes requeridos, se ha interpuesto una estructura metálica auxiliar entre la máquina de ensayo y la viga (**fig. 6.3**).

La velocidad de aplicación de la carga ha sido de 0,06 kN/s en las vigas 1 y 4, y de 0,08 kN/s en el resto, de forma que la duración media del ensayo ha sido de 20 minutos, durante los cuales se han medido y registrado las fisuras aparecidas en el hormigón.

### 6.3 RESULTADOS

Los resultados del control de calidad del hormigón elaborado para la fabricación de las vigas son los siguientes:

a) Rotura a compresión de las probetas:

- Amasada 1ª:	Probeta 1:	27,12 N/mm <sup>2</sup>	
	Probeta 2:	26,01 N/mm <sup>2</sup>	
	Resultado medio:	26,57 N/mm <sup>2</sup>	

Con la primera amasada se hormigonaron las vigas nº 1 y 4.

- Amasada 2ª:	Probeta 3:	25,70 N/mm <sup>2</sup>	
	Probeta 4:	29,04 N/mm <sup>2</sup>	
	Resultado medio:	27,37 N/mm <sup>2</sup>	

Con la segunda amasada se hormigonaron las vigas nº 3 y 6.

- Amasada 3ª:	Probeta 5:	36,71 N/mm <sup>2</sup>	
	Probeta 6:	38,69 N/mm <sup>2</sup>	
	Resultado medio:	37,70 N/mm <sup>2</sup>	

Con la tercera amasada se hormigonaron las vigas nº 2 y 5.



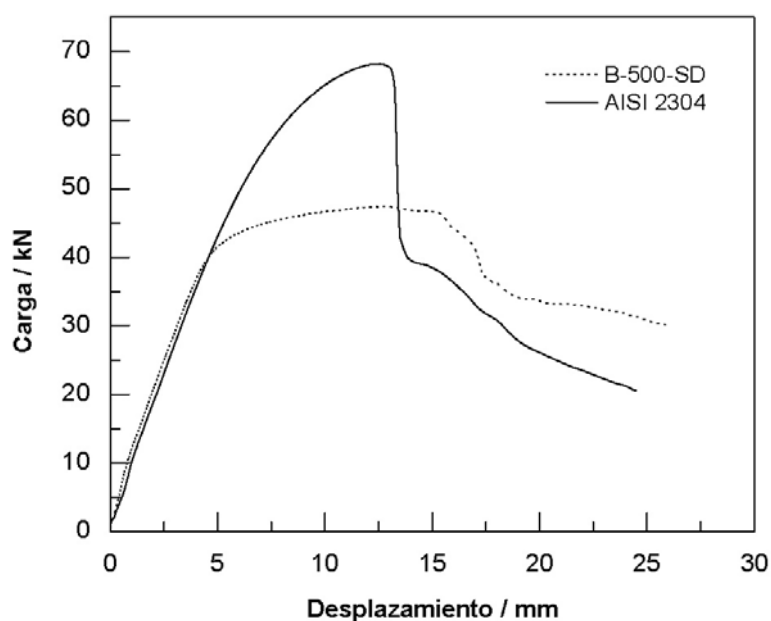
- b) Cono de Abrams: 3 cm en la primera amasada y 4 cm en las otras, es decir, la consistencia del hormigón ha sido plástica en todos los casos.

Los resultados de los ensayos a flexión de las seis vigas se resumen en la **Tabla 6.2**. La fuerza de rotura  $Q$  es la máxima desarrollada por la máquina en el ensayo. Su valor es  $2P$  según la **fig. 6.2**. El momento flector de rotura es el máximo obtenido en el centro del vano, calculado para las cargas  $P$  aplicadas. La flecha en el centro del vano es el desplazamiento de la carrera de la máquina de ensayo en el momento de la aplicación de la fuerza  $Q$  de rotura, descontados los asentos iniciales de las vigas. La resistencia del hormigón se refiere a la media obtenida de las probetas correspondientes.

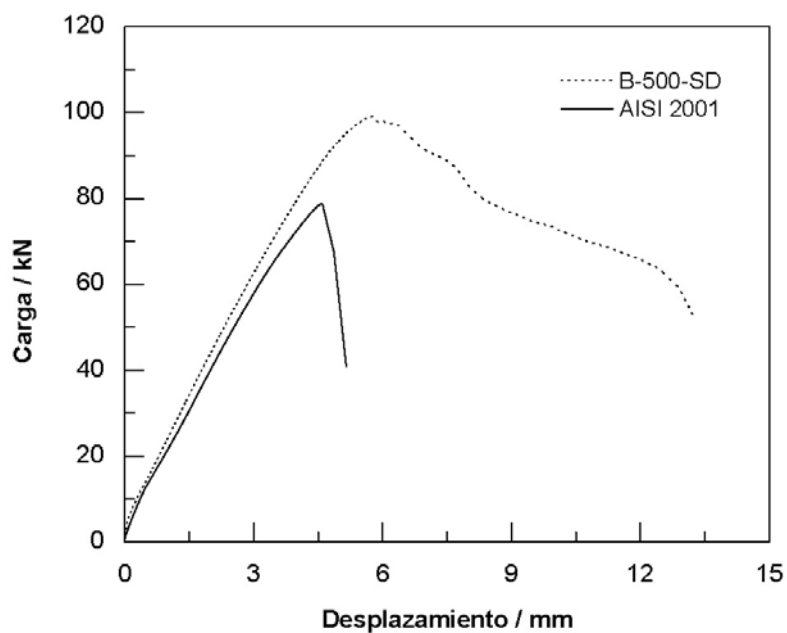
En la **fig. 6.4** se recoge el gráfico carga-desplazamiento de las vigas nº 1 y 4, armadas con dos barras Ø8, en la **fig. 6.5** el gráfico de las vigas 2 y 5, armadas con una barra Ø16, y en la **fig. 6.6** el gráfico de las vigas 3 y 6, armadas con dos barras Ø16.

**Tabla 6.2** Resultados de los ensayos de flexión de las cuatro vigas consideradas.

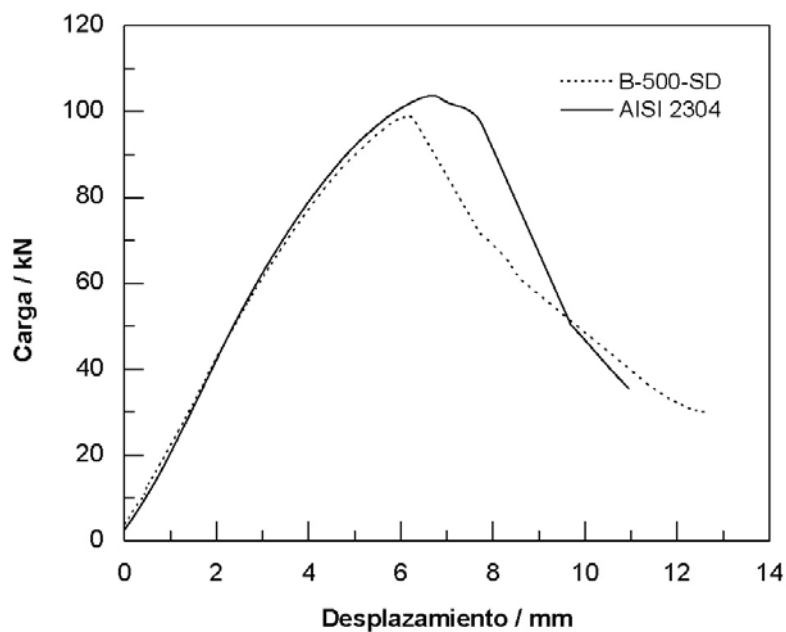
Viga	Armadura principal y tipo de acero	Fuerza de rotura $Q$ [kN]	Momento flector de rotura [kNm]	Flecha en el centro del vano [mm]	Resistencia real del hormigón [ $\text{N/mm}^2$ ]
1	2 Ø8 B500SD	47,46	7,91	12,9	26,57
2	1 Ø16 B500SD	99,06	12,38	5,8	37,70
3	2 Ø16 B500SD	98,93	16,48	6,3	27,37
4	2 Ø8 AISI 2304	68,21	11,37	12,6	26,57
5	1 Ø16 AISI 2001	78,74	9,84	4,6	37,70
6	2 Ø16 AISI 2304	103,72	17,28	6,7	27,37



**Figura 6.4** Gráfico carga-desplazamiento de las vigas 1 y 4, armadas con dos barras Ø8, la viga 1 con acero al carbono B-500-SD y la viga 4 con acero inoxidable dúplex AISI 2304.



**Figura 6.5** Gráfico carga-desplazamiento de las vigas 2 y 5, armadas con una barra  $\varnothing 16$ , la viga 2 con acero al carbono B-500-SD y la viga 5 con acero inoxidable dúplex AISI 2001.



**Figura 6.6** Gráfico carga-desplazamiento de las vigas 3 y 6, armadas con dos barras  $\varnothing 16$ , la viga 3 con acero al carbono B-500-SD y la viga 6 con acero inoxidable dúplex AISI 2304.

Respecto a las vigas 1 y 4, ambas armadas con dos barras  $\varnothing 8$  laminadas en frío, se puede comprobar en el gráfico que la armada con acero inoxidable dúplex AISI 2304 ha alcanzado mayor carga de rotura pero menor ductilidad que la armada con acero al carbono, como se corresponde con las características mecánicas de ambos aceros. La menor ductilidad de la viga armada con acero dúplex se manifiesta por el descenso brusco de la curva del gráfico, que es más progresivo en la viga armada con acero al carbono.

En el caso de las vigas 2 y 5, la rotura se produjo de forma no prevista. La viga 2, armada con una barra Ø16 de acero B-500-SD, rompió por fallo del hormigón a compresión en el centro de la viga. La rotura estaba prevista para un momento flector de 13,76 kNm por fallo de las armaduras. La viga 3, armada con acero dúplex, rompió por esfuerzo cortante en la vertical de uno de los apoyos. La rotura estaba prevista para un momento flector de 12,30 kNm por fallo de las armaduras.

El comportamiento de las vigas 3 y 6, armadas con dos barras Ø16, ha sido muy similar durante el ensayo. Una vez superada la carga máxima, la curva del gráfico que se corresponde a la armadura de acero al carbono presenta un descenso más brusco que la del acero inoxidable dúplex, mostrando menor ductilidad.

En las **fig. 6.7, 6.8 y 6.9** se muestran el estado de las vigas después del ensayo. Las vigas 1 y 4 rompen por deformación excesiva de su armadura longitudinal (dos Ø8) al superar su límite elástico, con importantes fisuras en la cara inferior de la pieza, una flecha de más de dos centímetros y, finalmente, la rotura del hormigón de la cabeza de compresión al disminuir la profundidad de la fibra neutra por la deformación de la viga.

Las vigas 2 y 5 rompen por agotamiento del hormigón a pesar de la mayor resistencia a compresión del mismo (un 40% más que el hormigón de las otras vigas) al ensayar las vigas con mayor edad que las otras cuatro. En la viga 2 se miden anchos de fisuras de hasta 0,3 mm durante el ensayo. Las dos fisuras centrales aumentan rápidamente al romper a compresión la cara superior de la viga. En la viga 5 se miden fisuras durante el ensayo de hasta 0,2 mm, que no se desarrollan por la rotura repentina a cortante en uno de los apoyos. En las dos vigas, el hormigón se fisura de forma irregular. La viga 2 no se fisura de forma visible en su mitad izquierda y la viga 1 no llega a desarrollar las cuatro fisuras iniciadas por la flexión.

Las vigas 3 y 6 rompen por agotamiento del hormigón a compresión. Después de la rotura, por el empuje de la prensa, aumentan ligeramente las fisuras aparecidas durante el ensayo en la parte inferior de las piezas.

El tamaño y la separación media entre fisuras en el hormigón, aparecidas en las caras laterales de las vigas, se resumen en la **Tabla 6.3**. Los anchos de fisura se midieron durante el ensayo cuando la prensa marcaba la carga  $Q$  indicada. La altura de fisura se refiere a la más alta encontrada, medida desde la cara inferior de la viga. La separación media entre fisuras se obtuvo después del ensayo, teniendo en cuenta sólo las fisuras aparecidas durante el ensayo antes de alcanzar la carga máxima.

**Tabla 6.3** Tamaño y separación media entre fisuras medidas durante el ensayo.

Viga	Armadura y tipo de acero	Anchuras de fisuras, medidas durante el ensayo, y la carga de la prensa en el momento de la medición.		Altura máxima de fisura [mm]	Separación media entre fisuras $s_m$ [mm]
		Anchura de fisura [mm]	Carga [kN]		
1	2 Ø8 B-500-SD	0,3	40	100	100
2	1 Ø16 B-500-SD	0,3	98	80	-
3	2 Ø16 B-500-SD	0,1	90	54	110
4	2 Ø8 AISI 2304	0,3	55	95	97
5	1 Ø16 AISI 2001	0,1	62	60	-
6	2 Ø16 AISI 2304	0,1	95	70	72



**Figura 6.7** Vigas nº 1 y 4 (2Ø8), después del ensayo de rotura a flexión.



**Figura 6.8** Vigas nº 2 y 5 (1Ø16), después del ensayo de rotura a flexión.





**Figura 6.9** Vigas nº 3 y 6 (2Ø16), después del ensayo de rotura a flexión.

A continuación se han realizado los cálculos teóricos de Estado Límite Último (ELU) y Estado Límite de Servicio (ELS) para cada una de las vigas. Primero se han obtenido los diagramas momento-curvatura  $M-\varphi$ , tomando en este caso el diagrama simplificado rectangular para describir el comportamiento del hormigón (**fig. 6.10**). La resistencia de cálculo del hormigón que se ha adoptado en los cálculos ha sido  $f_c = 27 \text{ N/mm}^2$  para las vigas 1, 3, 4 y 6, la media obtenida de las probetas, y  $f_c = 37,7 \text{ N/mm}^2$  para las vigas 2 y 5.

Respecto a los aceros, se han tomado los siguientes datos de partida para realizar los cálculos (son los datos medios de los ensayos a tracción de las barras corrugadas):

- Acero B-500-SD:  $E_s = 200.000 \text{ N/mm}^2$ 
  - Barras Ø8:  $f_y = 684 \text{ N/mm}^2$        $f_s = 875 \text{ N/mm}^2$
  - Barras Ø16:  $f_y = 602 \text{ N/mm}^2$        $f_s = 736 \text{ N/mm}^2$
- Acero inoxidable dúplex:  $E_s = 170.000 \text{ N/mm}^2$ 
  - Barras Ø8:  $f_y = 1.003 \text{ N/mm}^2$        $f_s = 1.066 \text{ N/mm}^2$
  - Barras Ø16:  $f_y = 539 \text{ N/mm}^2$        $f_s = 721 \text{ N/mm}^2$

Los diagramas  $M-\varphi$  se han calculado dando valores al momento flector  $M$ , de cero al valor máximo, y calculando para cada uno, las siguientes variables (**fig. 6.10**):

$$U_c = f_c \cdot b \cdot y = U_s = A_s \cdot f_s \quad M = U_c \cdot (d - y/2) \quad x = 1,25 \cdot y$$

Operando:

$$y = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M}{f_c \cdot b}}$$

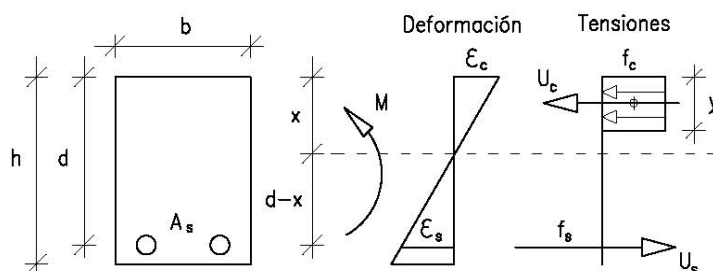
Las deformaciones del acero y del hormigón son:

$$\begin{aligned} \varepsilon_s &= f_s / E_s \\ \varepsilon_c &= \varepsilon_s (x / d - x) \end{aligned}$$

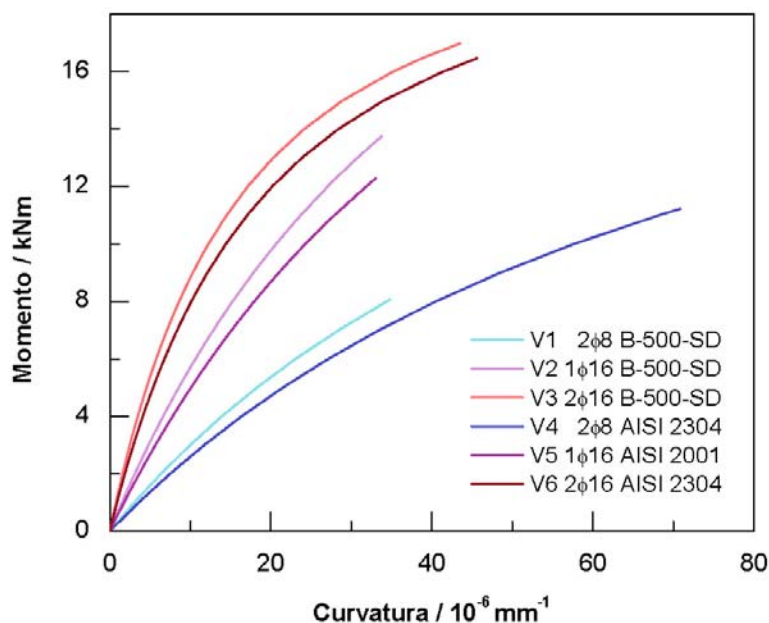
y la curvatura correspondiente:

$$\varphi = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_s}{d}$$

Se ha elegido este método simplificado de cálculo porque permite obtener, de forma muy aproximada, para cada escalón de carga, los valores de  $f_s$ ,  $\varepsilon_s$  y  $\varepsilon_c$ .



**Figura 6.10** Esquema de tensiones y deformaciones de sección adoptado para el cálculo de los diagramas momento-curvatura de las vigas ensayadas a flexión hasta la rotura.



**Figura 6.11** Diagramas M- $\phi$  teóricos de las seis vigas.

En la **fig. 6.11** se representan los diagramas M- $\phi$  teóricos de cálculo de las seis vigas. Los valores últimos se corresponden con el primer límite teórico alcanzado por la viga de los dos siguientes: la deformación máxima del 3,5‰ en el hormigón (es el caso de las vigas 3 y 6) o el límite elástico del acero (en el resto de las vigas).

De los cálculos anteriores, y para cada uno de los valores de momento flector de rotura de las vigas alcanzados en los ensayos (**Tabla 6.2**), se obtienen los siguientes datos teóricos para cada viga que se podrán comparar con los reales de los ensayos:

- Viga nº 1: armada con 2 Ø8 de acero B-500-SD:  
Para  $M = 7,91 \text{ kNm}$ :  
 $f_s = 669 \text{ N/mm}^2$ ,  $\epsilon_s = 3,35\text{‰}$ ,  $\epsilon_c = 1,06\text{‰}$ ,  $\phi = 33,86 \cdot 10^{-6}/\text{mm}$
- Viga nº 2: armada con 1 Ø16 de acero B-500-SD:  
Para  $M = 12,38 \text{ kNm}$ :  
 $f_s = 533 \text{ N/mm}^2$ ,  $\epsilon_s = 2,67\text{‰}$ ,  $\epsilon_c = 1,03\text{‰}$ ,  $\phi = 28,41 \cdot 10^{-6}/\text{mm}$
- Viga nº 3: armada con 2 Ø16 de acero B-500-SD:  
Para  $M = 16,48 \text{ kNm}$ :  
 $f_s = 413 \text{ N/mm}^2$ ,  $\epsilon_s = 2,06\text{‰}$ ,  $\epsilon_c = 2,99\text{‰}$ ,  $\phi = 38,86 \cdot 10^{-6}/\text{mm}$
- Viga nº 4: armada con 2 Ø8 de acero AISI 2304:  
Para  $M = 11,37 \text{ kNm}$ :  
 $f_s = 1.019 \text{ N/mm}^2$ ,  $\epsilon_s = 5,99\text{‰}$ ,  $\epsilon_c = 3,44\text{‰}$ ,  $\phi = 72,54 \cdot 10^{-6}/\text{mm}$
- Viga nº 5: armada con 1 Ø16 de acero AISI 2001:  
Para  $M = 9,84 \text{ kNm}$ :  
 $f_s = 412 \text{ N/mm}^2$ ,  $\epsilon_s = 2,42\text{‰}$ ,  $\epsilon_c = 0,66\text{‰}$ ,  $\phi = 23,75 \cdot 10^{-6}/\text{mm}$
- Viga nº 6: armada con 2 Ø16 de acero AISI 2304:  
Para  $M = 17,28 \text{ kNm}$ :  
 $f_s = 443 \text{ N/mm}^2$ ,  $\epsilon_s = 2,61\text{‰}$ ,  $\epsilon_c = 4,52\text{‰}$ ,  $\phi = 54,81 \cdot 10^{-6}/\text{mm}$



En segundo lugar, se han realizado los cálculos teóricos de flecha instantánea  $f_i$  en cada viga, para cada valor de momento flector aplicado en el centro del vano, utilizando la formulación clásica de resistencia de materiales.

El módulo de deformación longitudinal del hormigón tomado en los cálculos es el siguiente (Ec. [3.5 y 3.6]):

- Para las vigas rotas a los 28 días de edad:  $25.500 \text{ N/mm}^2$ .
- Para las vigas rotas a los 286 días de edad:  $28.186 \text{ N/mm}^2$ .

El momento de fisuración de la sección de las vigas se ha calculado mediante la Ec. [3.4], obteniéndose los siguientes resultados en función de la resistencia característica real  $f_{c,real}$  de cada amasada de hormigón:

- Para  $f_{c,real} = 27 \text{ N/mm}^2$ :  $M_f = 1,47 \text{ kNm}$ .
- Para  $f_{c,real} = 37,7 \text{ N/mm}^2$ :  $M_f = 1,83 \text{ kNm}$ .

En las **Tablas 6.4 y 6.5** se recogen los resultados de los cálculos de  $f_i$ , para acero al carbono e inoxidable respectivamente, y se comparan con la flecha real  $f_r$  obtenida en el ensayo de rotura a flexión. La  $f_i$  se ha calculado con la inercia bruta para momentos flectores inferiores al de fisuración, y con la inercia equivalente  $I_e$  de Branson (Ec. [3.3]) para momentos superiores.

**Tabla 6.4** Comparación entre las flechas instantáneas registradas en los ensayos a flexión  $f_r$  y las obtenidas por el cálculo teórico  $f_i$ , de las tres vigas armadas con acero al carbono. Datos en [mm].

Momento flector [kNm]	Viga nº 1: 2Ø8 B-500-SD			Viga nº 2: 1Ø16 B-500-SD			Viga nº 3: 2Ø16 B-500-SD		
	$f_r$	$f_i$	$f_r - f_i$	$f_r$	$f_i$	$f_r - f_i$	$f_r$	$f_i$	$f_r - f_i$
1	0,47	0,15	0,32	0,18	0,04	0,14	0,14	0,15	0,00
2	0,98	0,51	0,47	0,59	0,33	0,26	0,46	0,34	0,12
3	1,69	1,16	0,53	0,99	0,73	0,26	0,78	0,54	0,24
4	2,38	1,76	0,62	1,39	1,11	0,28	1,10	0,73	0,37
5	3,11	2,32	0,79	1,79	1,45	0,34	1,40	0,92	0,48
6	3,88	2,85	1,03	2,21	1,78	0,43	1,69	1,11	0,58
7	5,19	3,37	1,82	2,64	2,10	0,54	1,97	1,30	0,67
7,91	12,90	3,83	-	-	-	-	-	-	-
8				3,08	2,42	0,66	2,28	1,48	0,80
9				3,54	2,73	0,81	2,60	1,67	0,93
10				4,03	3,04	0,99	2,93	1,86	1,07
11				4,55	3,35	1,20	3,28	2,04	1,24
12				5,24	3,66	1,58	3,66	2,23	1,43
12,38	-	-	-	5,75	3,78	-	-	-	-
13							4,08	2,41	1,67
14							4,49	2,60	1,89
15							5,03	2,79	2,24
16							5,66	2,97	-
16,48	-	-	-	-	-	-	6,20	3,07	-

**Tabla 6.5** Comparación entre las flechas instantáneas registradas en los ensayos a flexión  $f_r$  y las obtenidas por el cálculo teórico  $f_i$ , de las tres vigas armadas con acero inoxidable. Datos en [mm].

Momento flector [kNm]	Viga nº 4: 2Ø8 AISI 2304			Viga nº 5: 1Ø16 AISI 2001			Viga nº 6: 2Ø16 AISI 2304		
	$f_r$	$f_i$	$f_r - f_i$	$f_r$	$f_i$	$f_r - f_i$	$f_r$	$f_i$	$f_r - f_i$
1	0,65	0,15	0,50	0,27	0,04	0,23	0,23	0,15	0,08
2	1,19	0,53	0,66	0,68	0,33	0,35	0,57	0,36	0,21
3	1,90	1,27	0,63	1,14	0,79	0,35	0,88	0,59	0,29
4	2,61	1,97	0,64	1,57	1,22	0,35	1,17	0,81	0,36
5	3,31	2,61	0,70	1,99	1,61	0,38	1,45	1,02	0,43
6	4,05	3,22	0,83	2,43	1,99	0,44	1,72	1,23	0,49
7	4,85	3,81	1,04	2,89	2,35	0,54	1,99	1,43	0,56
8	5,75	4,39	1,36	3,38	2,71	0,67	2,27	1,64	0,63
9	6,82	4,97	1,85	3,96	3,07	0,89	2,56	1,85	0,71
9,84	-	-	-	4,57	3,36	1,21	-	-	-
10	8,22	5,54	2,68				2,87	2,05	0,82
11	10,41	6,11	-				3,20	2,26	0,94
11,37	12,56	6,29	-	-	-	-	-	-	-
12							3,55	2,46	1,09
13							3,95	2,67	1,28
14							4,37	2,87	1,50
15							4,85	3,08	1,77
16							5,41	3,29	2,12
17							6,21	3,49	2,72
17,28	-	-	-	-	-	-	6,66	3,55	-

En tercer y último lugar, se han realizado los cálculos teóricos de fisuración utilizando la formulación recogida en la instrucción EHE-08 (Ec. [3.7]).

De los cálculos teóricos se obtienen los siguientes resultados para cada viga, a partir de valores de carga de la prensa  $Q$  que coinciden con el registrado en la **Tabla 6.3**:

- Viga nº 1: armada con 2 Ø8 de acero B-500-SD:  
Para  $Q = 40$  kN:  $s_m = 5,59$  cm y  $w_k = 0,27$  mm.
- Viga nº 2: armada con 1 Ø16 de acero B-500-SD:  
Para  $Q = 98$  kN:  $s_m = 5,59$  cm y  $w_k = 0,36$  mm.
- Viga nº 3: armada con 2 Ø16 de acero B-500-SD:  
Para  $Q = 90$  kN:  $s_m = 4,09$  cm y  $w_k = 0,12$  mm.
- Viga nº 4: armada con 2 Ø8 de acero AISI 2304:  
Para  $Q = 55$  kN:  $s_m = 5,59$  cm y  $w_k = 0,45$  mm.
- Viga nº 5: armada con 1 Ø16 de acero AISI 2001:  
Para  $Q = 62$  kN:  $s_m = 5,59$  cm y  $w_k = 0,26$  mm.
- Viga nº 6: armada con 2 Ø16 de acero AISI 2304:  
Para  $Q = 95$  kN:  $s_m = 4,09$  cm y  $w_k = 0,15$  mm.

## 6.4 ANÁLISIS Y DISCUSIÓN

De los gráficos carga-desplazamiento obtenidos del ensayo de rotura a flexión de las vigas 1 y 4, armadas con dos barras de 8 mm de diámetro (**fig. 6.4**), se desprende que la viga armada con acero inoxidable AISI 2304 tiene una resistencia de rotura a flexión un 43% mayor que la armada con acero al carbono B-500-SD. Sin embargo, mientras que el diagrama de la viga armada con acero al carbono, en la zona de carga máxima, presenta una rama prácticamente horizontal hasta la rotura, el diagrama de la viga armada con acero inoxidable tiene un descenso brusco casi vertical, superado el valor de la carga máxima, con apenas incremento de la flecha, hasta quedar en valores de carga inferiores a la de la viga armada con acero al carbono. Alcanzado el desplazamiento de 15 mm, ambas vigas tienen un comportamiento muy similar, pero la armada con acero al carbono soporta siempre mayores cargas, a igual flecha, hasta la rotura.

Por lo tanto, se corresponde el comportamiento estructural de ambas vigas con las características mecánicas y de ductilidad de las armaduras respectivas, es decir, que las armaduras de acero inoxidable laminadas en frío, en comparación con sus homólogas de acero al carbono, desarrollan superiores resistencias en el límite elástico y de rotura a costa de reducir considerablemente la ductilidad.

Respecto a los gráficos carga-desplazamiento de las vigas 2 y 5, armadas con una barra de 16 mm de diámetro (**fig. 6.5**), se observa que la viga armada con la barra de acero inoxidable desarrolla progresivamente, a igual carga, mayores desplazamientos en comparación con la viga armada con la barra de acero al carbono. Comparando los valores de carga máxima alcanzada por las vigas en el ensayo con los cálculos teóricos realizados para dichas cargas, se comprueba que la rotura en ambas es por fallo imprevisto del hormigón. En la viga armada con acero al carbono, para una carga máxima de 99,06 kN (momento flector máximo de 12,38 mkN) se corresponde por cálculo una tensión de trabajo en el acero de sólo 533 N/mm<sup>2</sup>, un 11% inferior que su límite elástico, y una deformación máxima en el hormigón del 1,03‰, muy inferior al 3,5‰ que correspondería a su rotura. En la viga armada con acero inoxidable, la rotura por cortante del hormigón en uno de los apoyos sólo permite estudiar la parte inicial del diagrama y compararlo con los cálculos teóricos de flecha instantánea y fisuración.

Del examen de los gráficos carga-desplazamiento de las vigas 3 y 6, armadas con dos barras de 16 mm de diámetro (**fig. 6.6**), se deduce que ambas vigas tienen un comportamiento muy similar durante la primera parte del ensayo, hasta que alcanzan la carga máxima. Alcanzado el valor de carga máxima, las dos vigas colapsan por la rotura a compresión de la cabeza de hormigón. Las armaduras no han podido deformarse en exceso, y ninguna de las fisuras detectadas a simple vista alcanza el ancho de 0,2 mm.

Después, se puede apreciar una diferencia de comportamiento entre ambas vigas en el segundo tramo del ensayo, es decir, una vez rebasado el valor de carga máxima aplicada. La rama desciende de forma más brusca en la viga armada con acero al carbono que en la armada con acero inoxidable, con un aumento rápido de la flecha máxima, lo que se puede explicar por la menor ductilidad de las armaduras de acero al carbono respecto a las de acero inoxidable.

Por lo tanto, también en el caso de las vigas armadas con aceros laminados en caliente, hay correspondencia entre el comportamiento estructural y las características mecánicas y de ductilidad de dichos aceros. Las armaduras de acero inoxidable laminadas en caliente tienen unas resistencias en el límite elástico y de rotura similares a la de sus homólogas de acero al carbono y, además, presentan mejores valores de ductilidad.

Los resultados de los ensayos a flexión de las vigas 1, 3, 4 y 6, es decir, las ensayadas a la edad de 28 días, se corresponden con bastante aproximación con los cálculos teóricos de ELU:

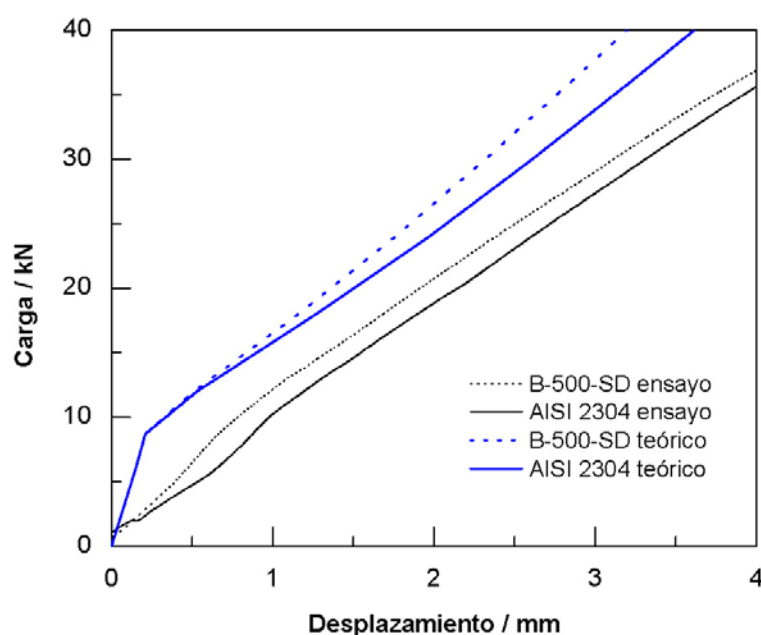
- Viga 1: armada con 2 Ø8 de acero B-500-SD:  
La viga rompe en el ensayo para una carga máxima de 47,46 kN, que se corresponde con un momento flector de 7,91 kNm, por deformación excesiva de sus armaduras. Según los cálculos teóricos, para ese momento, el acero alcanza una tensión de  $669 \text{ N/mm}^2$ , es decir, sólo  $15 \text{ N/mm}^2$  menos que el valor medio del límite elástico obtenido en los ensayos de tracción de las barras corrugadas correspondientes.
- Viga 3: armada con 2 Ø16 de acero B-500-SD:  
La viga colapsa por rotura del hormigón a compresión para una carga de 98,93 kN, a la que corresponde un momento flector de 16,48 kNm. Según los cálculos teóricos, el hormigón alcanzaría la deformación máxima a flexión del 3,50‰ para un momento flector de 16,99 kNm.
- Viga 4: armada con 2 Ø8 de acero inoxidable AISI 2304:  
La viga rompe en el ensayo para una carga máxima de 68,21 kN, que se corresponde con un momento flector de 11,37 kNm, por deformación excesiva de las armaduras. Según los cálculos teóricos, para dicho momento, el acero alcanza una tensión de  $1.019 \text{ N/mm}^2$ , que son  $16 \text{ N/mm}^2$  más que el valor medio del límite elástico obtenido en los ensayos de tracción de las barras.
- Viga 6: armada con 2 Ø16 de acero inoxidable AISI 2304:  
La viga colapsa por rotura del hormigón a compresión para una carga máxima de 103,72 kN, que se corresponde con un momento flector máximo de 17,28 kNm. Según el cálculo teórico, para un momento de 16,47 kNm, el hormigón ya alcanzaría su deformación máxima del 3,5‰.

Hay que resaltar que dichos cálculos en ELU se han realizado considerando que el módulo de elasticidad del acero inoxidable es de  $170.000 \text{ N/mm}^2$ . En el caso de las vigas ensayadas a la edad de 286 días, es decir, las vigas 2 y 5, la rotura imprevista por fallo del hormigón no permite realizar estas comparaciones, pero sí las relativas a los cálculos en ELS como se verá a continuación.

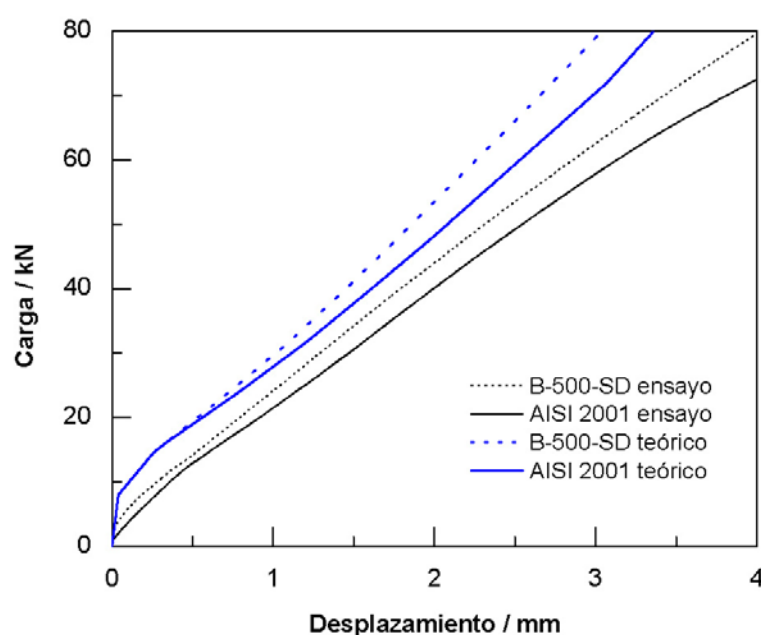
Para comparar los cálculos teóricos de flecha instantánea con los valores obtenidos en los ensayos, se han elaborado los gráficos de las **fig. 6.12, 6.13 y 6.14**, que se corresponden con las vigas 1 y 4, 2 y 5, y 3 y 6 respectivamente.

En la **fig. 6.12** se representa la parte elástica de los gráficos carga-desplazamiento obtenidos en los ensayos y el cálculo teórico de las vigas 1 y 4, armadas con dos barras Ø8 mm de acero al carbono e inoxidable respectivamente. La parte elástica se corresponde con el comportamiento elástico de las armaduras.

Se puede observar en el gráfico cómo, una vez fisurado el hormigón (que se manifiesta por el quiebro que tienen las ramas correspondientes al cálculo teórico cuando la carga alcanza el valor de 8,7 kN, que se corresponde a 1,45 kNm de momento flector), la rama del ensayo y del cálculo discurren en paralelo con la misma diferencia o error para los dos aceros considerados, el acero al carbono y el acero inoxidable. Es decir, en ambas vigas, la diferencia entre la flecha de cálculo y la obtenida en el ensayo es prácticamente la misma, lo que corrobora como acertado el valor de  $170.000 \text{ N/mm}^2$  de módulo de elasticidad tomado para el acero inoxidable (en este caso laminado en frío).

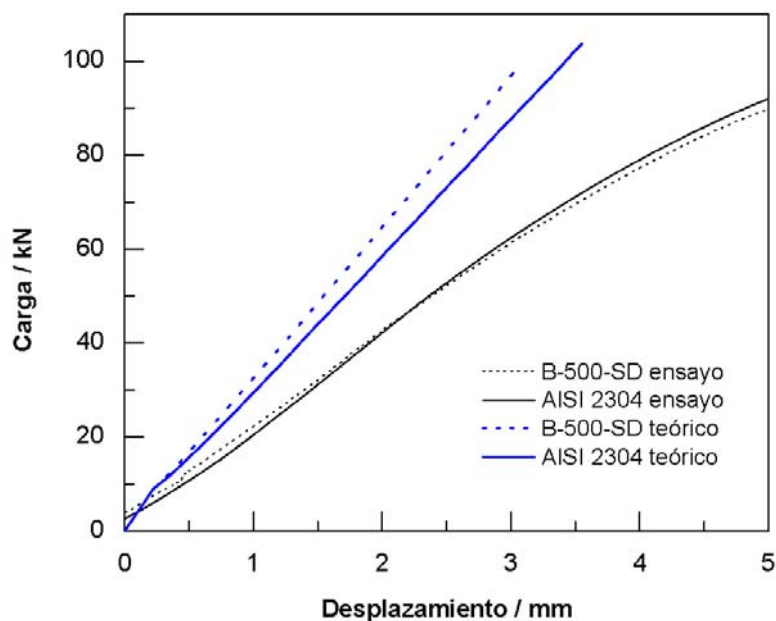


**Figura 6.12** Diagramas carga-desplazamiento de las vigas 1 y 4, armadas con 2 Ø8 de acero al carbono B-500-SD y de acero inoxidable AISI 2304 respectivamente, correspondientes al ensayo a flexión y a los cálculos teóricos de flecha instantánea.



**Figura 6.13** Diagramas carga-desplazamiento de las vigas 2 y 5, armadas con 1 Ø16 de acero al carbono B-500-SD y de acero inoxidable AISI 2001 respectivamente, correspondientes al ensayo a flexión y a los cálculos teóricos de flecha instantánea.

En la **fig. 6.13** se recoge la misma comparativa de las vigas 2 y 5, armadas con una barra Ø16 mm. Como en el caso anterior, las diferencias entre el desplazamiento registrado en los ensayos y las flechas instantáneas obtenidas en los cálculos teóricos se mantienen constantes en cada escalón de carga para ambos tipos de acero.



**Figura 6.14** Diagramas carga-desplazamiento de las vigas 3 y 6, armadas con 2 Ø16 de acero al carbono B-500-SD y de acero inoxidable AISI 2304 respectivamente, correspondientes al ensayo a flexión y a los cálculos teóricos de flecha instantánea.

Por último, en la **fig. 6.14** se representa la comparativa de las vigas 3 y 6, armadas con dos barras Ø16 mm. En este caso, las diferencias entre los valores de cálculo y los obtenidos en el ensayo son mayores que para los casos anteriores, sin embargo, esas diferencias son muy similares para las dos vigas, la armada con acero al carbono y la armada con acero inoxidable, por lo que no se pueden extraer conclusiones contrarias a lo expuesto hasta aquí. Es de suponer que el fuerte armado de las vigas en comparación con la sección comprimida de hormigón sea la explicación de este comportamiento.

Finalmente, las diferencias entre los cálculos teóricos de fisuración y los resultados obtenidos en los ensayos son las siguientes:

- Viga 1: armada con 2 Ø8 de acero B-500-SD:

En el ensayo se registró una fisura máxima de 0,3 mm cuando la prensa marcaba una carga de 40 kN, es decir, cuando el momento flector aplicado en el centro de la viga era de 6,67 kNm. Según el cálculo teórico, para ese momento, la abertura característica de fisura es de 0,29 mm, es decir, casi la misma.

- Viga 2: armada con 1 Ø16 de acero B-500-SD:

Durante el ensayo, por la rotura del hormigón antes de lo previsto, sólo se pudieron medir la anchura de dos fisuras en el centro de la viga. Cuando la máquina de ensayo marcaba 70 kN, la anchura de fisura era de 0,10 mm, lo que difiere del cálculo teórico, que arroja el valor de 0,25 mm. Sin embargo, la misma fisura alcanza poco después el ancho de 0,30 mm cuando la prensa marca una carga de 98 kN, y ese valor coincide notablemente con el cálculo teórico, que indica una fisura de 0,36 mm para esa carga.

- Viga 3: armada con 2 Ø16 de acero B-500-SD:

Durante el ensayo se registró una fisura máxima de 0,1 mm cuando la carga era de 90 kN, lo que se corresponde a un momento flector en el centro del vano de 15 kNm. Según el cálculo, la abertura de fisura sería de 0,13 mm.

- Viga 4: armada con 2 Ø8 de acero AISI 2034:  
En el ensayo, cuando la prensa marcaba una carga de 55 kN, se anotó una fisura máxima de 0,3 mm. Según el cálculo teórico, para esa carga, es decir, para un momento flector de 9,17 kNm, la abertura de fisura es de 0,45 mm.
- Viga 5: armada con 1 Ø16 de acero AISI 2001:  
Por la rotura repentina a cortante del hormigón, sólo se registró durante el ensayo una fisura de 0,1 mm cuando la prensa marcaba una carga de 62 kN.  
Para la misma carga, el cálculo arroja un valor de 0,26 mm.
- Viga 6: armada con 2 Ø16 de acero AISI 2304:  
Durante el ensayo se anotó una fisura máxima de 0,1 mm cuando la prensa marcaba una carga de 95 kN. Según el cálculo teórico, la abertura característica de fisura sería de 0,15 mm.

Es decir, los resultados de los cálculos teóricos de abertura de fisura se aproximan a los valores obtenidos en el ensayo, sin influir el tipo de acero con el que están armadas las vigas.

En cambio, hay diferencias notables entre la separación media entre fisuras obtenida en los ensayos y la obtenida en los cálculos teóricos. En general, aquellas duplican a los valores teóricos, y sin embargo, esta circunstancia no influye en la precisión de los cálculos teóricos de abertura de fisura, como se ha visto. Probablemente sea el pequeño tamaño de las vigas lo que determina los errores de cálculo de separación media entre fisuras.

## 6.5 CONCLUSIONES

Las conclusiones finales del estudio se resumen en los siguientes puntos:

- El comportamiento, a nivel de pieza, del hormigón armado con barras corrugadas de acero inoxidable dúplex, se corresponde con las características mecánicas y de ductilidad de dichas armaduras, y es diferente al comportamiento del hormigón armado con barras corrugadas de acero al carbono, que tiene diferentes características mecánicas y de ductilidad que las de acero inoxidable.
- La viga armada con barras corrugadas de acero inoxidable dúplex laminado en frío (Ø8) soporta mayor carga máxima, en el ensayo a flexión hasta la rotura, que la viga armada con barras similares de acero al carbono, pero superado ese valor, se produce un descenso brusco de la carga soportada, demostrando que las armaduras de acero inoxidable laminadas en frío alcanzan mayores resistencias pero menor ductilidad que sus homólogas de acero al carbono.
- Las vigas armadas con barras corrugadas de acero inoxidable dúplex laminado en caliente (Ø16) soportan cargas máximas, en el ensayo a flexión hasta la rotura, similares a las alcanzadas por las vigas armadas con barras de acero al carbono. Además, la viga armada con dos barras corrugadas Ø16 de acero inoxidable presenta en la rotura mayor ductilidad que la armada con las mismas barras de acero al carbono.
- Los resultados de los ensayos de rotura a flexión de las seis vigas de hormigón se corresponden, con suficiente precisión, con los obtenidos en los cálculos teóricos

relativos al Estado Límite Último (ELU) y al Estado Límite de Servicio (ELS), realizados de acuerdo a la formulación recogida por la instrucción EHE-08 y adoptando el valor de  $170.000 \text{ N/mm}^2$  para el módulo de elasticidad del acero inoxidable, mientras se ha mantenido el de  $200.000 \text{ N/mm}^2$  para el módulo del acero al carbono.



## Capítulo 7

# COMPORTAMIENTO FRENTE A LA CORROSIÓN POR CLORUROS

## 7.1 INTRODUCCIÓN

Para analizar el comportamiento frente a la corrosión por cloruros de las nuevas armaduras elaboradas con el acero dúplex de bajo contenido en níquel AISI 2001, se han tomado también armaduras de acero austenítico AISI 304 y de acero dúplex AISI 2304 a efectos comparativos, y se han embebido en probetas de mortero de cemento Portland contaminado con diferentes cantidades de cloruro cálcico.

Para cada acero se han realizado mediciones electroquímicas, durante 20 meses de vida de las probetas, consistentes en monitorizar el potencial de corrosión y aplicar el método de resistencia de polarización lineal y la técnica de pulso potencioestático para determinar la resistencia de polarización y estimar la intensidad de corrosión.

El objetivo es comprobar si el nuevo acero inoxidable dúplex bajo en níquel AISI 2001 tiene una resistencia a la corrosión por picadura comparable a la de los otros dos aceros inoxidables, y si esa diferencia afecta sustancialmente a la vida útil de una estructura de hormigón que estuviera expuesta a ambientes con cloruros.

Ante el interés tecnológico que están suscitando en los últimos años los nuevos aceros inoxidables de bajo contenido en níquel, de los tipos austenítico y dúplex, por su precio más económico, son numerosas las investigaciones científicas que se centran en evaluar el comportamiento frente a la corrosión de dichos aceros, especialmente a la corrosión por cloruros. Sin embargo, la mayoría de ellos se realizan en solución simulada de poros de hormigón (solución saturada de  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ) [Bautista, A.; 2006] [Álvarez, S.M.; 2011] [Fajardo, S.; 2011], por los resultados inmediatos que aportan, y muy pocos con probetas de mortero de cemento Portland contaminado con cloruros [García-Alonso, M.C. et al; 2007 b], que reproducen una situación más cercana a la realidad.

La acción de los cloruros es tal vez la de mayor responsabilidad en la destrucción del hormigón por problemas de corrosión [Fernández Cánovas, M.; 1994] y ha sido objeto de numerosas investigaciones en los últimos cincuenta años [Angst, U. et al; 2009].

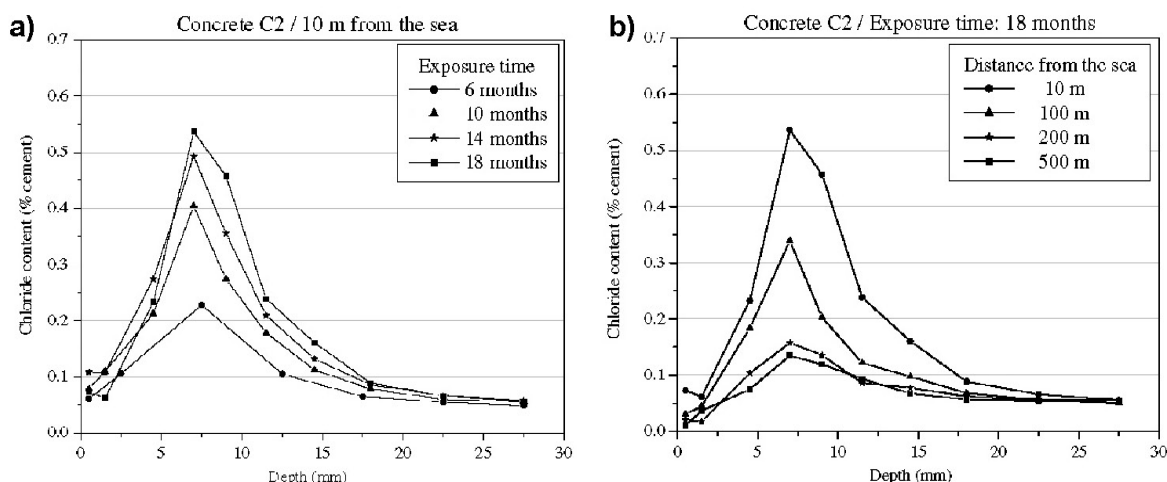
A efectos de estudios de corrosión, la cantidad total de ión cloruro  $\text{Cl}^-$  en el hormigón se suele expresar en % respecto al peso de cemento o mediante el ratio  $\text{Cl}^-/\text{OH}^-$  (concentración de cloruros/iones hidroxilo de la solución de los poros) [Ann, K.Y.; 2007]. El primer parámetro se utiliza en los ensayos con probetas de mortero u hormigón, y el

segundo en solución simulada de poros. Si se define el contenido crítico de cloruros en el hormigón como aquel que es capaz de inducir una intensidad de corrosión en las armaduras superior a  $0,1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ , su valor está comprendido, para el caso de las armaduras de acero al carbono, entre 1,24 y 3,08% (para una intensidad entre  $0,1$  y  $0,2 \mu\text{A}/\text{cm}^2$  respectivamente) si se expresa respecto al peso de cemento, o entre 0,25 y 0,8% si se expresa por el ratio  $\text{Cl}^-/\text{OH}^-$  en solución simulada de poros [Alonso, C. et al; 2000].

Los cloruros en el hormigón pueden provenir:

- De sus componentes de constitución: áridos, agua, aditivos acelerantes del fraguado, etc. Los actuales controles de calidad en la fabricación del hormigón estructural reduce el contenido de cloruros a cantidades mínimas, en todo caso, inferiores a la cantidad máxima permitida por la instrucción EHE-08, que limita al 0,4% el contenido total de cloruros procedente de sus componentes respecto al peso de cemento, una cantidad conservadora como la de la mayoría de las normativas europeas y norteamericanas [Angst, U. et al; 2009].
- Por estar sumergido parcial o totalmente en agua de mar, que tiene un contenido medio de sales diversas del 3,5%. Es el caso de algunas estructuras de obra civil o edificaciones en la costa.
- Por aportes sobre la superficie del hormigón durante su vida útil, en forma de sales para el deshielo en el caso de los puentes de carretera en zonas de heladas, o por la cercanía de la costa, a través de la niebla salina.

En edificación, la presencia de cloruros en el hormigón de las estructuras situadas a poca distancia de la costa (menos de 5 km), se manifiestan como depósitos de cloruros sobre la superficie del hormigón procedentes de la niebla salina y como concentración de cloruros en su masa interior por absorción capilar y difusión posterior. Los depósitos disminuyen con la distancia a la costa especialmente en los primeros doscientos metros, y las concentraciones también disminuyen pero en menor medida [Meira, G.R., et al; 2002]. Cuando el hormigón se seca, el agua se evapora y los cloruros permanecen en el hormigón, por lo que la repetición del proceso humectación-secado puede causar una elevada concentración de cloruros [Grupo Español del Hormigón; 1993].



**Figura 7.1** Concentración de cloruros acumulados en el hormigón expuesto a la niebla salina, según la profundidad alcanzada en el recubrimiento y en función de: a) el tiempo de exposición, b) la distancia al mar [Meira, G.R., et al; 2007].

Según estudios realizados [Meira, G.R., et al; 2007] con probetas de hormigón de diferentes dosificaciones, expuestas durante 6, 10, 14 y 18 meses a la acción de la niebla salina a 10, 100, 200 y 500 metros de distancia de la costa, la concentración de cloruros acumulados en el hormigón aumenta desde la superficie hacia el interior en los primeros 5 a 10 mm de recubrimiento, para disminuir después progresivamente como se indica en la **fig. 7.1**. En el máximo tiempo de exposición estudiado, se registraron concentraciones máximas de cloruros de hasta el 0,65% en peso de cemento.

Otros estudios similares han alcanzado cifras de  $4 \text{ kgCl}^-/\text{m}^3$  de hormigón, es decir, aproximadamente el 2% de ión cloruro en peso de cemento [Castañeda, H. et al; 1997].

Para hormigones sumergidos en agua de mar, la concentración de cloruros es máxima en la superficie y disminuye hacia el interior. Estudios realizados en muelles portuarios con hasta seis años de vida, han registrado concentraciones entre el 3,5 y el 4% en peso de cemento [Bermúdez, M.A.; 2007].

Una parte del contenido total de cloruros que penetra en el hormigón queda ligado químicamente con el aluminato tricálcico del cemento para formar la Sal de Friedel [Lan-negrand, R.; 2001], otra parte queda inmovilizado por enlaces físicos y el resto permanece en forma de cloruros libres en la solución de los poros. Esta última fracción es la única que representa peligro de corrosión para las armaduras, pero sólo es capaz de romper la capa pasiva cuando  $\text{Cl}^-/\text{OH}^- = 0,6$ , porque la entrada en el hormigón de los iones cloruro supone la emigración hacia el exterior de los iones hidroxilo [Andrade, C.; 1984].

Además, en los primeros momentos, los cloruros necesitan del concurso del oxígeno y de los resquicios o heterogeneidades geométricas de la superficie del metal, en la interfase acero-hormigón, para poder iniciar la corrosión de las armaduras. El proceso comienza por una etapa de aireación diferencial en los resquicios, que la presencia de cloruros transforma en una acidificación local progresiva, hasta que se destruye la capa pasivante [Cobo, A.; 2001]. Destruída la pasividad, la humedad en los poros del hormigón regula decisivamente la velocidad de corrosión [González, J.A.; 1989].

Los iones cloruros rompen la capa pasiva sólo en pequeñas áreas. Estas zonas deterioradas actúan como ánodo, y tienen muy poca superficie respecto al resto, que permanece pasivo y actúa como cátodo, produciéndose una corrosión localizada que progresa en profundidad, con una importante reducción local de la sección de la armadura.

En las de acero inoxidable, el riesgo de corrosión por picaduras disminuye con el incremento del contenido en cromo, molibdeno y nitrógeno, y aumenta por el daño mecánico en su superficie o la sensibilización del acero por la realización de soldaduras.

Para la comparativa del comportamiento frente a la corrosión por cloruros, se han embebido las barras corrugadas en probetas de mortero contaminadas con 0; 0,4; 2 y 4% de  $\text{Cl}^-$ , en forma de cloruro cálcico  $\text{CaCl}_2$ , en peso de cemento. El 4% es una cantidad máxima, utilizada en numerosos estudios similares con probetas de mortero o de hormigón, que no se alcanza en situaciones reales, lo que garantiza la durabilidad de la estructura en el caso de resultados positivos del estudio.

Se ha utilizado cloruro cálcico  $\text{CaCl}_2$  en lugar de cloruro sódico  $\text{NaCl}$  como adición a los morteros, a pesar de que es éste último el componente natural en el agua de mar y en las sales de deshielo, porque resulta más agresivo para las armaduras. El anión  $\text{Cl}^-$  tiene mayor coeficiente de difusión en forma de  $\text{CaCl}_2$  que de  $\text{NaCl}$  [Andrade, C.; 1984], y el  $\text{CaCl}_2$  añadido al mortero fresco es más corrosivo que el  $\text{NaCl}$  [Pruckner, F.; 2004].

## 7.2 TRABAJO EXPERIMENTAL

Se han cortado ocho probetas de barra corrugada de 8 mm de diámetro, de 8,5 cm de longitud, de cada uno de los siguientes aceros inoxidables:

1. Austenítico AISI 304 (EN 1.4301).
2. Dúplex AISI 2304 (EN 1.4362).
3. Nuevo dúplex de bajo contenido en níquel AISI 2001 (EN 1.4482).

Los dos primeros aceros son laminados en frío, mientras que el nuevo dúplex lo es en caliente. La composición química de los tres aceros se recoge en la **Tabla 4.2**.

Cada barra se ha enumerado y pesado, en los laboratorios del CENIM–CSIC, con una balanza Mettler AJ150 que tiene una precisión de 0,1 mg. Los resultados se recogen en la **Tabla 7.1**.

Las barras se han embebido, por parejas de un mismo acero, en probetas de mortero prismáticas de 8 x 5,5 x 2 cm. Para dejar expuesta a la corrosión una superficie de 10 cm<sup>2</sup> de barra en el centro de la probeta de mortero, cada barra se ha protegido con cinta aislante en su extremo final y en la zona de barra próxima al borde de la probeta (**fig. 7.2**). El recubrimiento mínimo de mortero sobre la zona expuesta es de 6 mm.

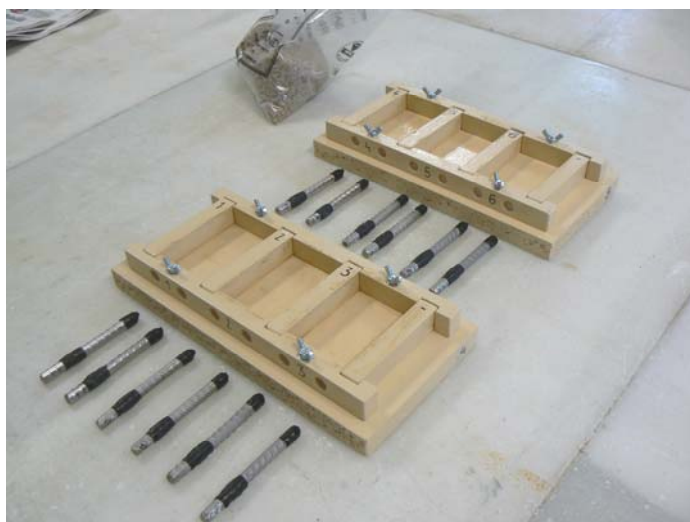
Para conectar cada barra a los equipos de medición electroquímica, se deja libre y al exterior de la probeta de mortero uno de sus extremos, que se protegerá con un tapón de plástico entre mediciones para evitar su corrosión.

Para elaborar las probetas de mortero, se han fabricado unos moldes desmontables de madera revestida con pintura epoxi para evitar la absorción de agua del mortero. Se ha utilizado Desencofrante-D al aceite de la marca SIKA diluido en agua con una proporción en volumen 1:5 (desencofrante:agua).

El mortero amasado para las probetas es de dosificación cemento/arena/agua 1:3:0,5, con cemento Pórtland con caliza EN 197-1-CEM II / B-L 32,5 N [AENOR; 2011 c] y arena normalizada de la marca CEN-Normsand según DIN-EN 196-1. La composición en peso de cada amasada, realizada para tres probetas, es de 17 gr de cemento, 51 gr de arena y 8,5 gr de agua.

**Tabla 7.1** Numeración y peso de las barras corrugadas Ø8, de cada acero inoxidable.

AISI 304		AISI 2304		AISI 2001	
Nº probeta	Peso [gr]	Nº probeta	Peso [gr]	Nº probeta	Peso [gr]
1.1	35,3032	2.1	31,7011	3.1	33,7821
1.2	35,3658	2.2	31,2545	3.2	33,8101
1.3	34,6475	2.3	31,8665	3.3	34,3782
1.4	32,5894	2.4	30,9134	3.4	34,5011
1.5	34,9088	2.5	32,3246	3.5	34,3935
1.6	34,0035	2.6	31,8421	3.6	33,8586
1.7	35,3943	2.7	32,5475	3.7	34,9088
1.8	35,8450	2.8	31,5380	3.8	34,5182



**Figura 7.2** Barras de acero inoxidable preparadas para embeber en probetas de mortero.

Los morteros se han elaborado con cuatro contenidos diferentes de  $\text{Cl}^-$ , en forma de cloruro cálcico dihidratado  $\text{CaCl}_2 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$  de la marca MERCK KgaA, con un 99% de pureza ( $M = 147,02 \text{ gr/mol}$ ), % respecto al peso de cemento:

1. 0%.
2. 0,4% (art. 31, EHE-08, contenido máximo de  $\text{Cl}^-$  en hormigón armado).
3. 2%
4. 4%.

El amasado de los morteros se ha realizado en el Laboratorio de Materiales de la Escuela Universitaria de Arquitectura Técnica de Madrid EUATM-UPM, con una amasadora automática de la marca Ibertest según la norma UNE EN 196-1:2005 [AENOR, 2005].

Las probetas de mortero se han designado como se indica en la **Tabla 7.2**, la letra P, un primer número correlativo en función del contenido de cloruros en el mortero y un segundo número según el tipo de acero inoxidable embebido.

**Tabla 7.2** Designación de las probetas de mortero.

$\text{Cl}^-$ [%]	ACERO INOXIDABLE					
	AISI 304		AISI 2304		AISI 2001	
	Nº probetas acero embebidas	Designación probeta de mortero	Nº probetas acero embebidas	Designación probeta de mortero	Nº probetas acero embebidas	Designación probeta de mortero
0	1.1 y 1.2	P1.1	2.1 y 2.2	P1.2	3.1 y 3.2	P1.3
0,4	1.3 y 1.4	P2.1	2.3 y 2.4	P2.2	3.3 y 3.4	P2.3
2	1.5 y 1.6	P3.1	2.5 y 2.6	P3.2	3.5 y 3.6	P3.3
4	1.7 y 1.8	P4.1	2.7 y 2.8	P4.2	3.7 y 3.8	P4.3



**Figura 7.3** Probetas de mortero transcurridos 28 días de curado.

Una vez fraguados los morteros y desencofradas las probetas (**fig. 7.3**), se han mantenido 28 días en una cámara de curado marca Ibertest, modelo CM200, regulada con una humedad relativa (HR) constante del 95% y una temperatura de 20°C.

Posteriormente, y durante el periodo que han durado las mediciones electroquímicas, las probetas se han conservado en el interior de un recipiente hermético con una HR constante del 95%, del que sólo se han extraído para proceder a las mediciones.

Las mediciones electroquímicas se han realizado en los Laboratorios del Departamento de Ingeniería de Superficies, Corrosión y Durabilidad del CENIM-CSIC, utilizando un potenciostato-galvanostato modelo 273A de la marca EG&G *Princeton Applied Research* y el software *CorWare 3.1c* (*Scribner Associates Inc.*).

Las mediciones electroquímicas se han realizado en las dos barras de cada probeta, aunque aquí sólo se recogen los resultados de la primera de ellas, sin encontrar diferencias significativas entre ambas.

Las mediciones se han llevado a cabo con una frecuencia semanal durante los primeros dos meses de vida de las probetas, comenzando a contar desde el día que se extrajeron de la cámara de curado y, después, mensualmente hasta que las probetas han alcanzado la edad de 616 días, final del periodo estudiado.

Para realizar las mediciones electroquímicas se ha dispuesto una celda electroquímica de tres electrodos (**fig. 7.4**) conectados al potenciostato:

- WE: electrodo de trabajo, es la armadura de acero inoxidable sobre la que se realiza la medición.
- RE: electrodo de referencia de calomelanos, SCE ( $\text{Hg}/\text{Hg}_2\text{Cl}_2 - \text{Sat. KCl}$ ).
- CE: contraelectrodo o anillo de guarda, para cerrar el circuito con el electrodo de trabajo, formado por un disco macizo de acero inoxidable de 7 cm de diámetro y 4 cm de altura con un taladro central de 8 mm para colocar el electrodo de referencia. Para asegurar un buen contacto eléctrico durante la medición, se ha intercalado un paño húmedo entre el contraelectrodo y la probeta de mortero.

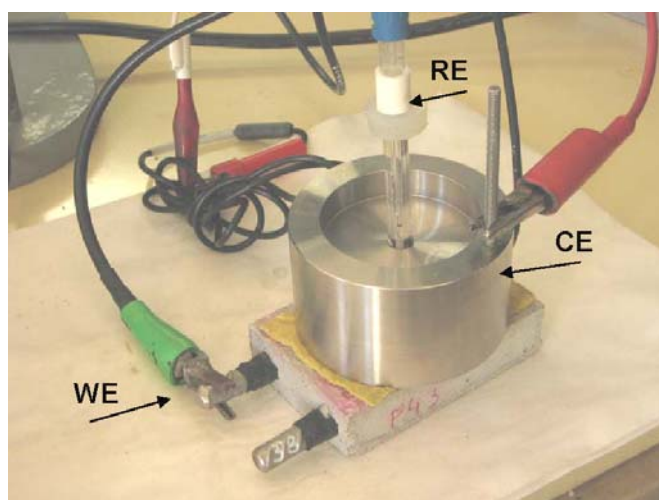


Figura 7.4 Celda electroquímica de tres electrodos.

En cada medición electroquímica se han seguido los siguientes pasos:

- 1º: Se deja estabilizar el potencial de corrosión  $E_{\text{corr}}$  durante veinte minutos, tras los cuales se registra el valor final.
- 2º: Se aplica el método de Resistencia de Polarización Lineal (LPR) para determinar la resistencia de polarización  $R_p$ . Para ello, se impone a cada barra una pequeña polarización de  $\pm 15$  mV respecto al  $E_{\text{corr}}$ , a una velocidad de 0,1667 mV/s, obteniéndose el diagrama intensidad-potencial ( $I$  vs.  $E$ ). La pendiente de la tangente al diagrama en el intervalo de  $E_{\text{corr}} \pm 5$  mV es la  $R_p$  buscada y, mediante la Ec. [3.15], se calcula la densidad de corriente de corrosión  $i_{\text{corr}}$  tomando el valor de 52 mV para el coeficiente  $B$  de Stern-Geary.
- 3º: Se aplica la Técnica de Pulsos Potenciostáticos imponiendo a cada barra un potencial de +50 mV (respecto al  $E_{\text{corr}}$ ) durante dos segundos, y se registra la caída de potencial que experimenta la probeta durante los 120 segundos siguientes. A partir del gráfico potencial-tiempo ( $E$  vs  $T$ ) obtenido, se calcula gráficamente el valor del producto  $C \cdot R_p$  (fig. 3.11). Para obtener el valor de  $R_p$ , el valor de la capacidad de la doble capa  $C$  que se tomara en los cálculos es de  $5 \mu\text{F}/\text{cm}^2$ . A partir de  $R_p$  se obtiene un nuevo valor de  $i_{\text{corr}}$  que se compara con el obtenido mediante el método LPR.

## 7.3 RESULTADOS

En la fig. 7.5 se representa la evolución de los potenciales de corrosión  $E_{\text{corr}}$  en función del tiempo de exposición, de los tres aceros inoxidables comparados, el austenítico AISI 304, el dúplex AISI 2304 y el nuevo dúplex de bajo contenido en níquel AISI 2001, embebidos en mortero con 0; 0,4; 2 y 4% de  $\text{Cl}^-$ .

El austenítico AISI 304 y el nuevo dúplex AISI 2001 presentan una evolución muy similar, partiendo de valores de  $E_{\text{corr}}$  muy negativos en los primeros días de vida de las probetas (entre  $-130$  y  $-205$  mV) a valores más altos al final del periodo estudiado (entre  $-85$  y  $-150$  mV) independientemente del contenido de cloruros en el mortero. Sin embargo, el tradicional dúplex AISI 2304 ha presentado valores de  $E_{\text{corr}}$  que se han mante-

nido constantes a lo largo del tiempo estudiado, generalmente comprendidos en el intervalo entre  $-100$  y  $-160$  mV.

En todos los casos, después de los 616 días estudiados, los valores de  $E_{\text{corr}}$  varían entre  $-85$  mV y  $-155$  mV, valores para los que se considera una probabilidad incierta o inferior al 10% para que se presente la corrosión del metal cuando se trata de acero al carbono.

En la **fig. 7.6** se representa la evolución de los valores de las resistencias de polarización  $R_p$  obtenidos mediante el método LPR en función del tiempo de exposición, de los tres aceros inoxidable estudiados, para cada uno de los cuatro contenidos de  $\text{Cl}^-$  en el mortero.

Los valores de  $R_p$ , durante los 20 meses de medición de las probetas e independientemente del contenido de cloruros en el mortero, se encuentran entre  $2 \cdot 10^6$  y  $20 \cdot 10^6 \Omega \cdot \text{cm}^2$  para los tres aceros inoxidable. Los valores más altos se han obtenido en los morteros con el 4% de ión cloruro para los aceros AISI 304 y AISI 2304, lo que indica que son las barras menos activas. Los valores más bajos se detectan para el nuevo acero inoxidable dúplex de bajo contenido en níquel AISI 2001, cualquiera que sea el contenido de cloruros en el mortero, lo que significa mayor actividad.

A partir de los valores de  $R_p$ , y tomando 52 mV como valor del coeficiente B de Stern-Geary, se han obtenido los valores de la densidad de corriente de corrosión  $i_{\text{corr}}$  que se representan en la **fig. 7.7**.

No se presentan diferencias de valores de  $i_{\text{corr}}$  significativas entre los tres aceros ni entre las diferentes cantidades de cloruros en los morteros. En todos los casos, los valores registrados son muy bajos, y varían entre  $2 \cdot 10^{-3}$  y  $22 \cdot 10^{-3} \mu\text{A}/\text{cm}^2$ , lo que supone que los tres aceros están en estado pasivo.

Tampoco se encuentra correlación entre los valores de  $i_{\text{corr}}$  y el contenido de ión cloruro en el mortero. En el caso de los aceros AISI 304 y AISI 2304, los valores de  $i_{\text{corr}}$  más bajos se corresponden con las probetas que contienen el mayor contenido de cloruros, lo que indica que éstos no están influyendo en el proceso corrosivo de los aceros durante el periodo estudiado de vida de las probetas.

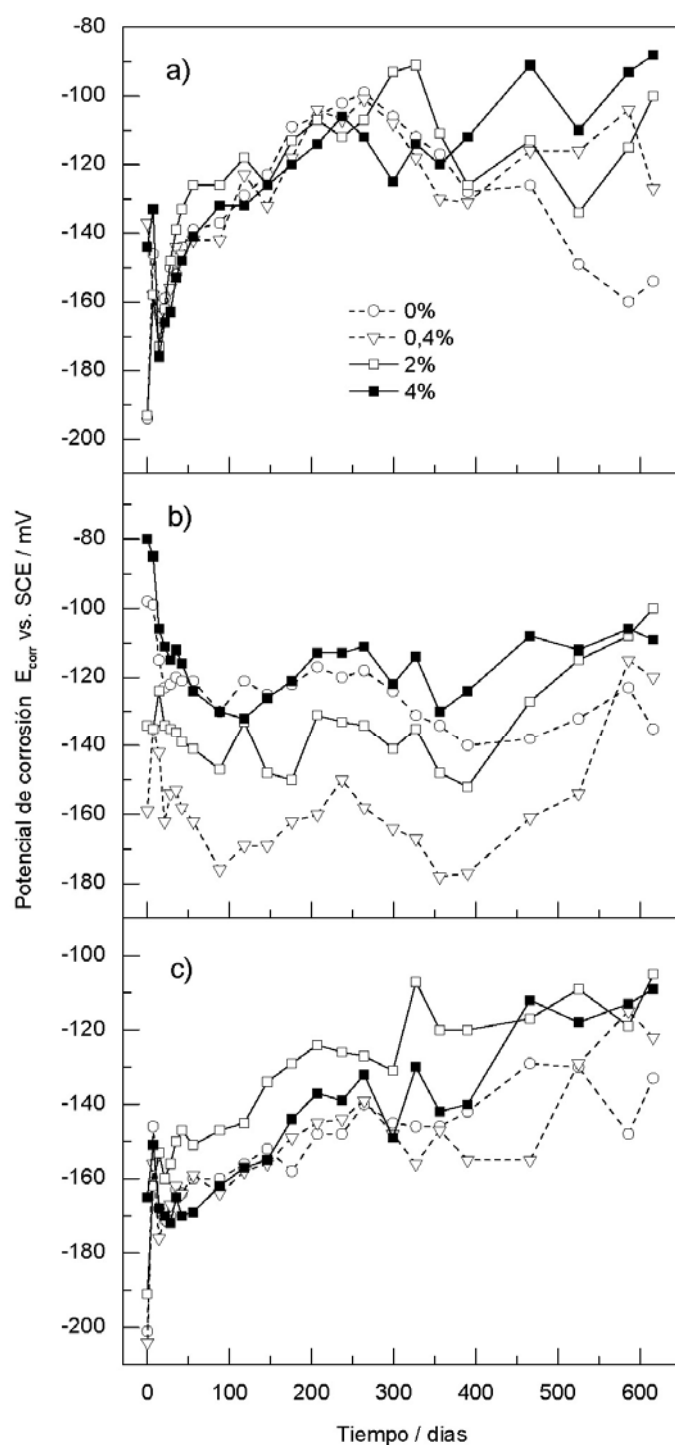
Los valores de  $R_p$  obtenidos según el tiempo de exposición mediante la técnica de pulsos potencioestáticos se representan en la **fig. 7.8**, para cada uno de los morteros y aceros inoxidable estudiados, considerando  $5 \mu\text{F}/\text{cm}^2$  como el valor de la capacidad (C) de la doble capa.

Se observa que los valores son muy similares a los obtenidos por el método de resistencia de polarización lineal. En este caso, los valores registrados varían entre  $3 \cdot 10^6$  y  $11 \cdot 10^6 \Omega \cdot \text{cm}^2$  para los tres aceros inoxidable. Tampoco se aprecian diferencias por el contenido de ión cloruro en el mortero.

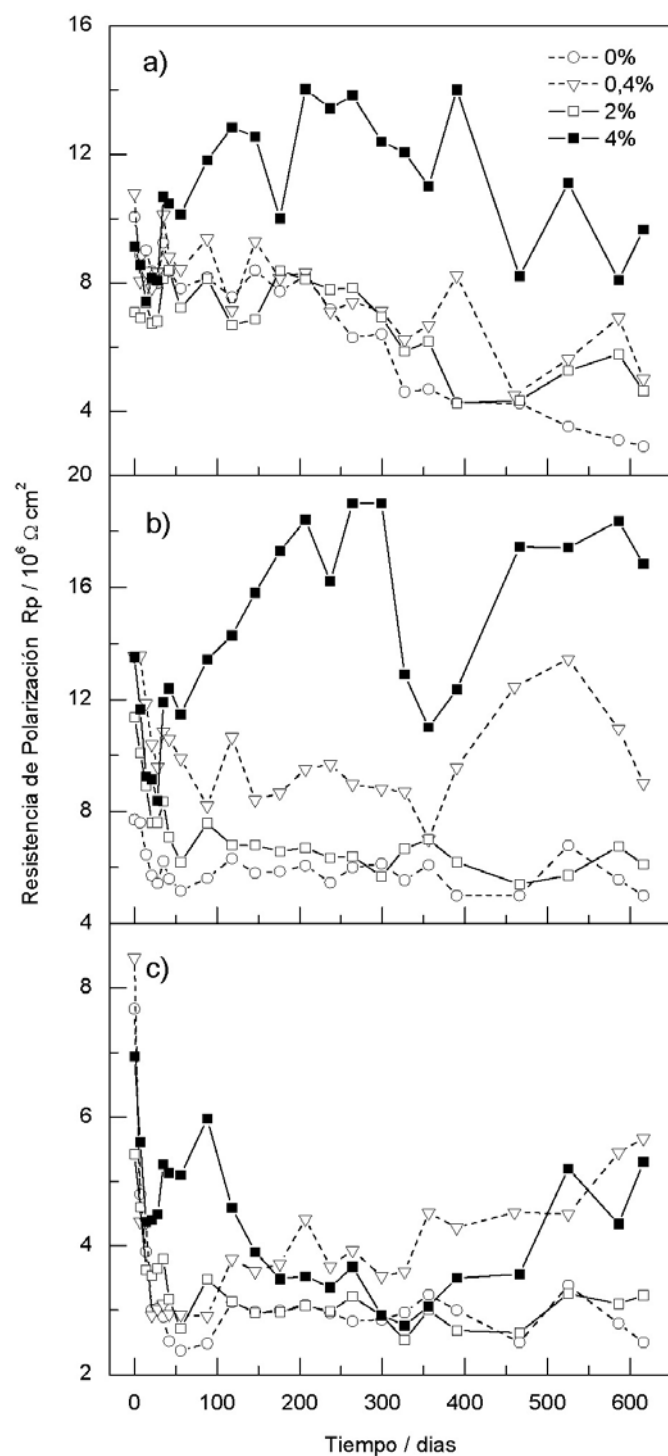
En la **fig. 7.9** se representan los diagramas de  $i_{\text{corr}}$  correspondientes a las  $R_p$  obtenidos por la técnica de pulsos, tomando como en el caso anterior el valor de 52 mV para la constante B de la ecuación de Stern-Geary.

Los valores registrados durante los 616 días del estudio están en el mismo orden de magnitud en los tres aceros inoxidable, y son muy similares a los obtenidos por el método de LPR, sin encontrar diferencias por el contenido de  $\text{Cl}^-$  en el mortero.

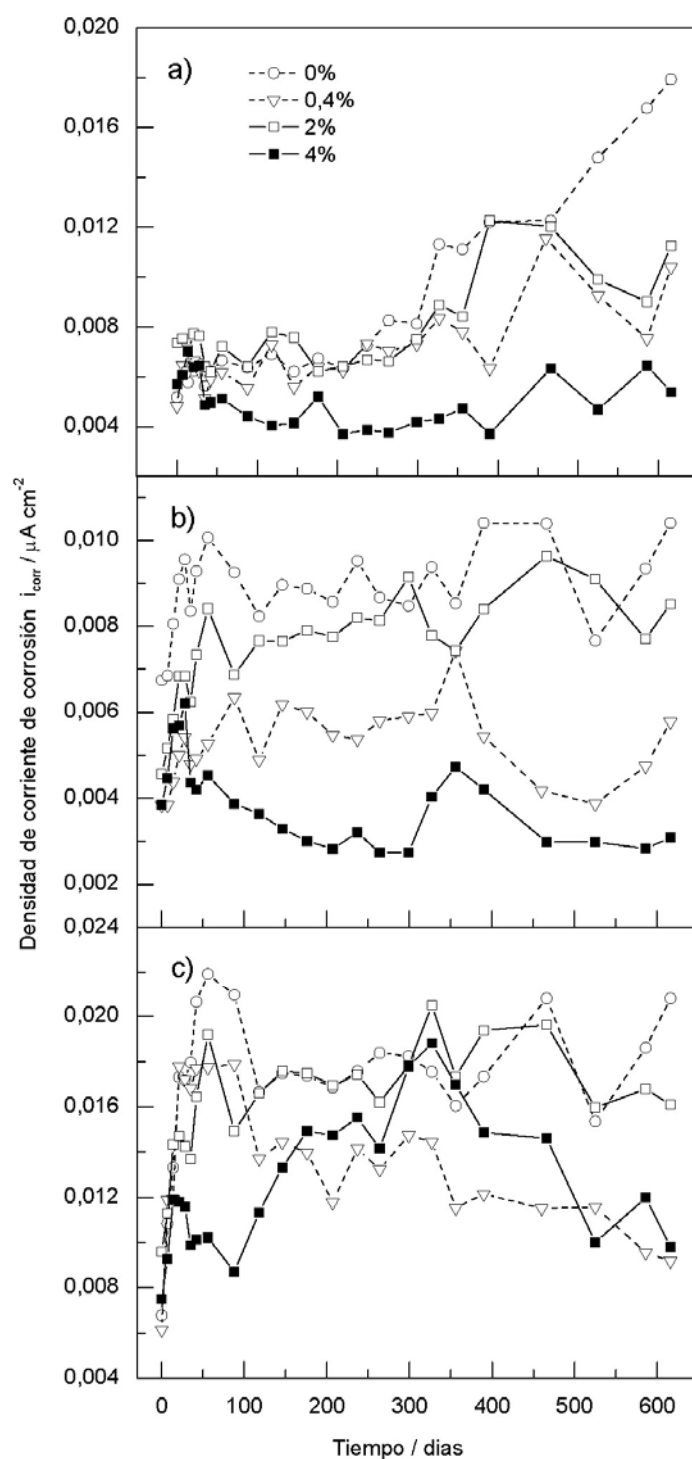




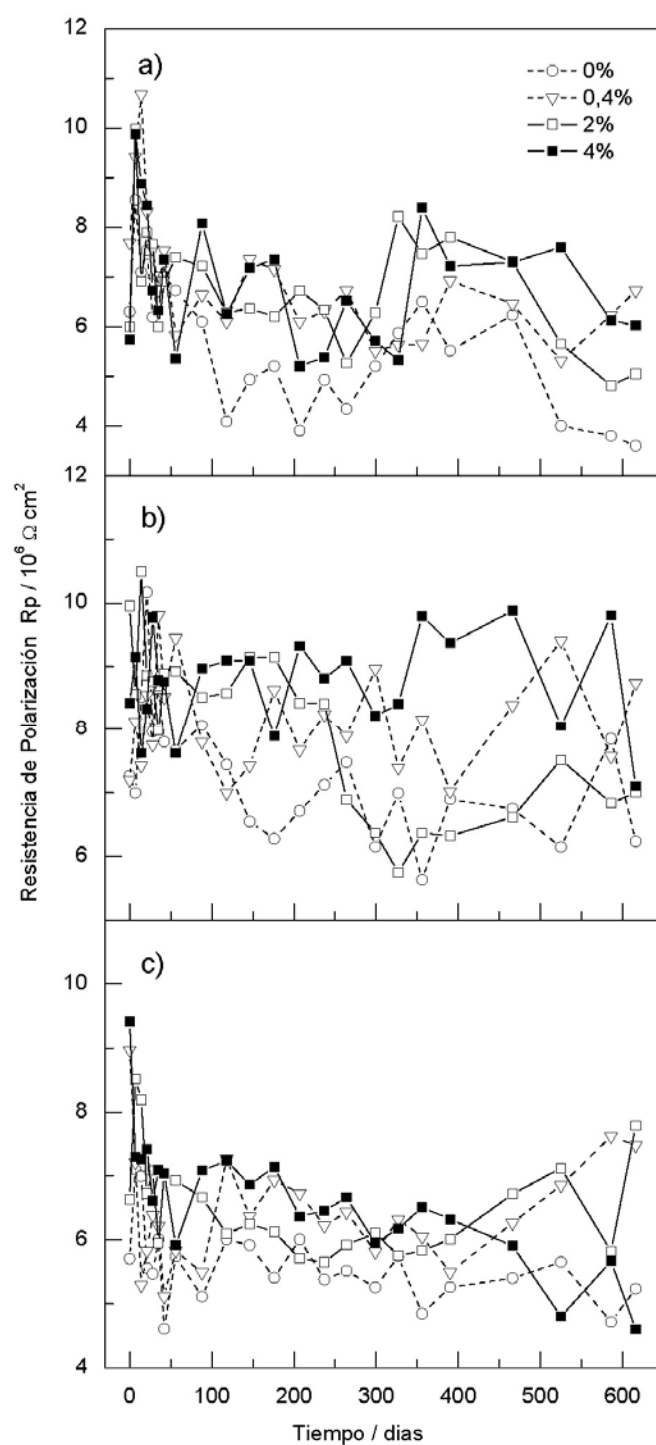
**Figura 7.5** Diagramas  $E_{corr}$  vs. Tiempo para cada uno de los cuatro contenidos de  $Cl^-$  en mortero (% en peso de cemento), de los tres aceros inoxidables estudiados: a) AISI 304, b) AISI 2304 y c) AISI 2001.



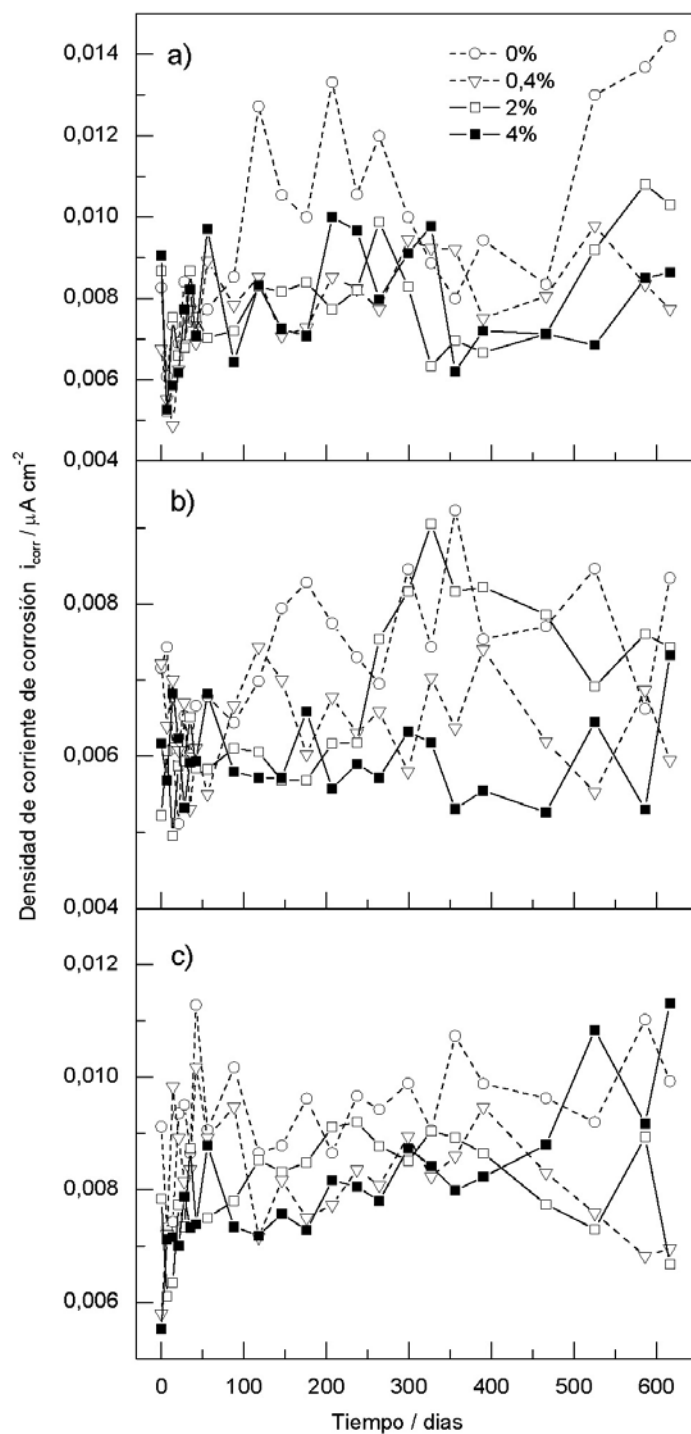
**Figura 7.6** Diagramas  $R_p$  vs. Tiempo, obtenidos por el método LPR, para cada uno de los cuatro contenidos de  $\text{Cl}^-$  en mortero (% en peso de cemento), de los tres aceros inoxidables estudiados: a) AISI 304, b) AISI 2304 y c) AISI 2001.



**Figura 7.7** Diagramas  $i_{corr}$  vs. Tiempo, obtenidos a partir del método LPR, para cada uno de los cuatro contenidos de  $Cl^-$  en mortero (% en peso de cemento), de los tres aceros inoxidables estudiados: a) AISI 304, b) AISI 2304 y c) AISI 2001.



**Figura 7.8** Diagramas  $R_p$  vs. Tiempo, obtenidos por la técnica de pulsos potencioestáticos, para cada uno de los cuatro contenidos de  $\text{Cl}^-$  en mortero (% en peso de cemento), de los tres aceros inoxidables estudiados: a) AISI 304, b) AISI 2304 y c) AISI 2001.



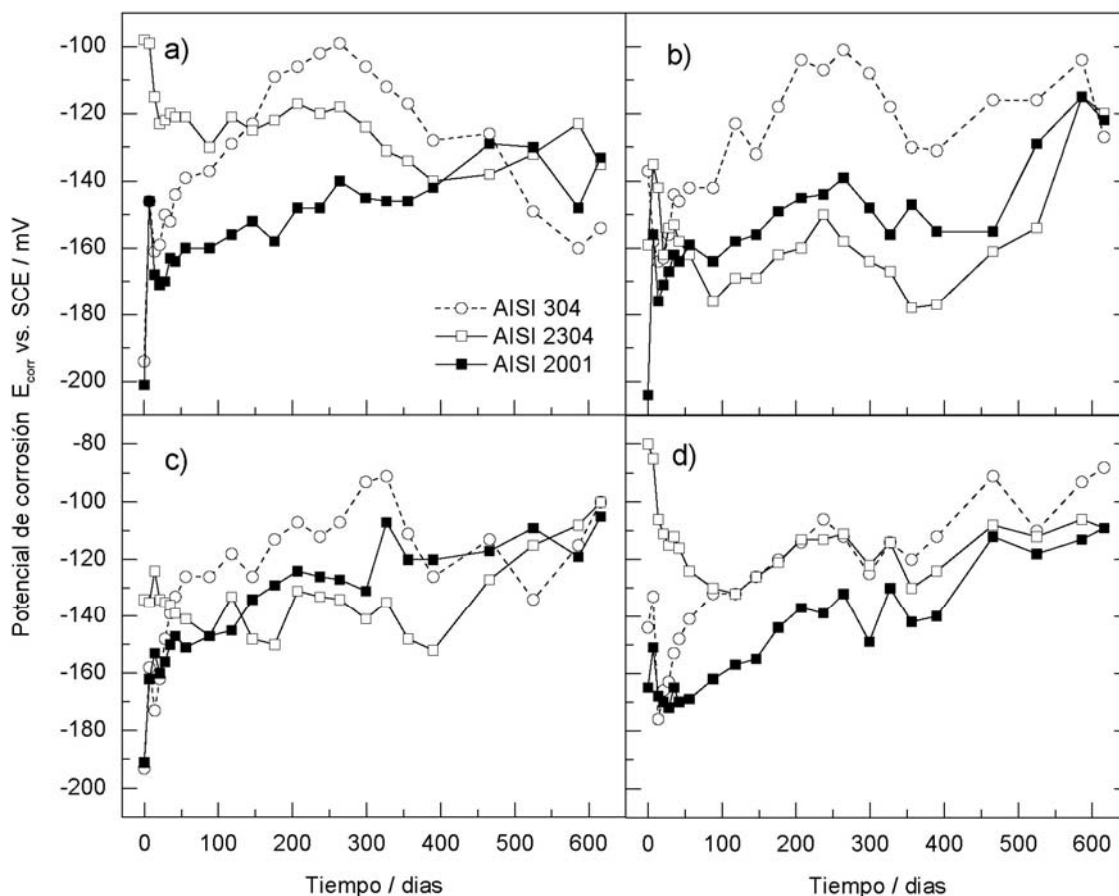
**Figura 7.9** Diagramas  $i_{corr}$  vs. Tiempo, obtenidos a partir de la técnica de pulsos potencioestáticos, para cada uno de los cuatro contenidos de  $Cl^-$  en mortero (% en peso de cemento), de los tres aceros inoxidables estudiados: a) AISI 304, b) AISI 2304 y c) AISI 2001.

## 7.4 ANÁLISIS Y DISCUSIÓN

En la **fig. 7.10** se compara la evolución en el tiempo de los valores de los potenciales de corrosión de los tres aceros inoxidable estudiados, el austenítico AISI 304, el dúplex AISI 2304 y el nuevo dúplex de bajo contenido en níquel AISI 2001, para cada uno de los contenidos de ión cloruro en el mortero, y se comprueba que es muy similar entre ellos, no apreciándose diferencias significativas, independientemente del contenido de cloruros en el mortero.

En los tres aceros, el valor del potencial de corrosión tiende a converger en un intervalo común al final del periodo estudiado, que varía entre  $-85$  y  $-155$  mV según el contenido de cloruros en mortero, pero sin guardar una relación lineal entre ambos. El austenítico AISI 304 presenta valores más nobles en mayores periodos de tiempo con respecto a los dos aceros dúplex, pero con los que tiende a converger sin presentar diferencias significativas.

En todos los casos, los valores de potencial de corrosión están muy lejos de los  $-270$  mV, por lo que se considera que hay probabilidad incierta o inferior al 10% de que se presente corrosión en las armaduras cuando son de acero al carbono.

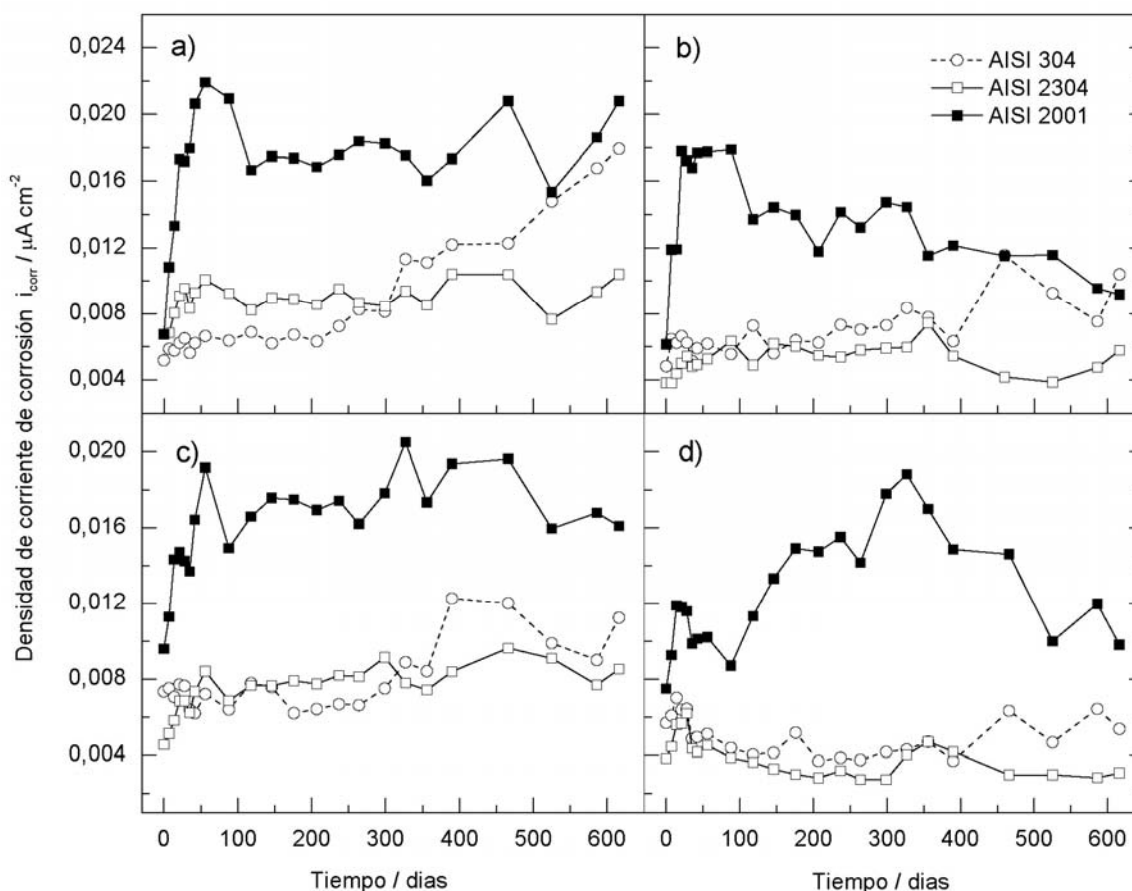


**Figura 7.10** Comparativa de la evolución de los valores de  $E_{corr}$  de los tres aceros inoxidable estudiados, para: a) 0%, b) 0,4%, c) 2% y d) 4%  $Cl^-$  en peso de cemento.

Respecto a los valores de la densidad de corriente de corrosión  $i_{\text{corr}}$  obtenidos por el método LPR, se comparan entre los tres aceros inoxidable en la **fig. 7.11** para cada uno de los contenidos de cloruros en el mortero considerados. El nuevo dúplex de bajo contenido en níquel AISI 2001 presenta valores ligeramente superiores a los valores registrados de los otros dos aceros, pero son diferencias que oscilan entre  $8 \cdot 10^{-3}$  y  $10 \cdot 10^{-3} \mu\text{A}/\text{cm}^2$ , que no son significativas a efectos de corrosión y que muestran tendencia a disminuir. En los tres aceros, el valor de  $i_{\text{corr}}$  nunca supera los  $0,022 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ , lo que indica que las armaduras se encuentran en estado pasivo.

Es decir, el nuevo acero inoxidable dúplex de bajo contenido en níquel AISI 2001 presenta una gran resistencia a la corrosión por cloruros, en el periodo de tiempo estudiado, muy similar a la de los convencionales austenítico AISI 304 y el dúplex AISI 2304.

En diversos estudios recientes, realizados en solución simulada de poros de hormigón con diferentes concentraciones de NaCl, se pueden encontrar resultados similares, con aceros dúplex de bajo contenido en níquel [Álvarez, S.M.; 2011] o con aceros austeníticos de bajo contenido en níquel [Fajardo, S., et al; 2011]. En estudios realizados con probetas de mortero y de hormigón, los resultados con varios aceros inoxidables de bajo contenido en níquel también son similares [García-Alonso, M.C. et al; 2007 a] [García-Alonso, M.C. et al; 2007 b].



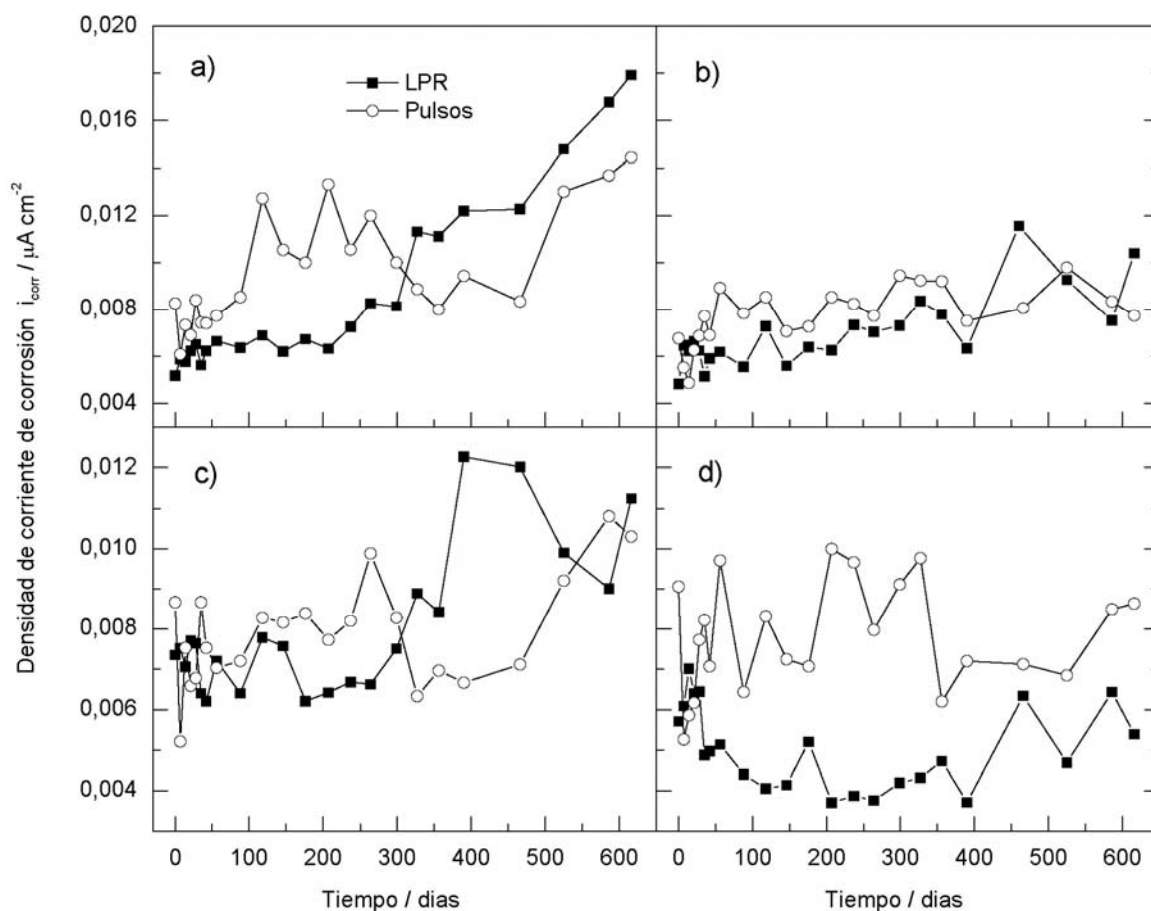
**Figura 7.11** Comparativa de la evolución de los valores de  $i_{\text{corr}}$  de los tres aceros inoxidables estudiados, obtenido por el método LPR, para: a) 0%, b) 0,4%, c) 2% y d) 4%  $\text{Cl}^-$  en peso de cemento.

Por lo tanto, parece confirmarse que la nueva armadura de acero inoxidable dúplex de bajo contenido en níquel AISI 2001 es un material viable para su utilización en estructuras de hormigón sometidas a ambientes agresivos por ataque de cloruros, de resistencia a la corrosión similar al tradicional austenítico AISI 304 y dúplex AISI 2304.

Sin embargo, se debe tener en cuenta que la nueva armadura de acero dúplex es laminada en caliente, mientras que las otras dos son laminadas en frío, y el proceso de conformado influye en el comportamiento de la resistencia a la corrosión del acero, en detrimento de las laminadas en frío [Paredes, E.C. et al; 2012], por lo que es probable que parte del buen comportamiento de la nueva armadura se deba a ese hecho, lo que se podrá verificar al continuar con las mediciones electroquímicas durante un mayor tiempo de exposición.

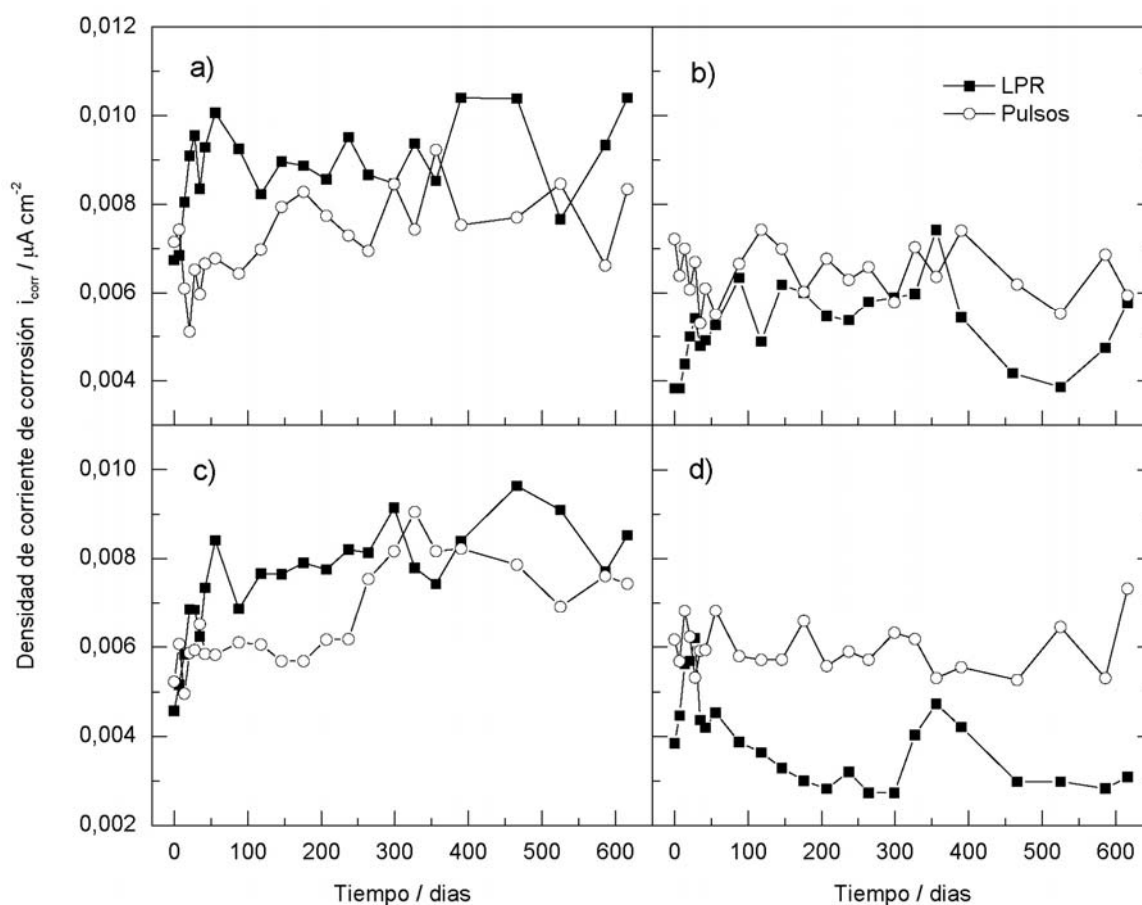
En las **fig. 7.12, 7.13 y 7.14** se comparan los valores de  $i_{\text{corr}}$  obtenidos por el método LPR y los obtenidos por la técnica de pulsos potencioestáticos, para cada uno de los cuatro contenidos de ión cloruro en el mortero considerados, y para cada armadura de acero inoxidable estudiado, AISI 304, AISI 2304 y AISI 2001 respectivamente.

Los valores de  $i_{\text{corr}}$  obtenidos son generalmente coincidentes para ambas técnicas, con diferencias de valores entre ambas inferiores a  $14 \cdot 10^{-3} \mu\text{A}/\text{cm}^2$ .



**Figura 7.12** Comparativa, para el acero austenítico AISI 304, de los valores de  $i_{\text{corr}}$  obtenidos por el método LPR y por la técnica de pulsos, para: a) 0%, b) 0,4%, c) 2% y d) 4%  $\text{Cl}^-$  en peso de cemento.





**Figura 7.13** Comparativa, para el acero dúplex AISI 2304, de los valores de  $i_{\text{corr}}$  obtenidos por el método LPR y por la técnica de pulsos, para: a) 0%, b) 0,4%, c) 2% y d) 4%  $\text{Cl}^-$  en peso de cemento.

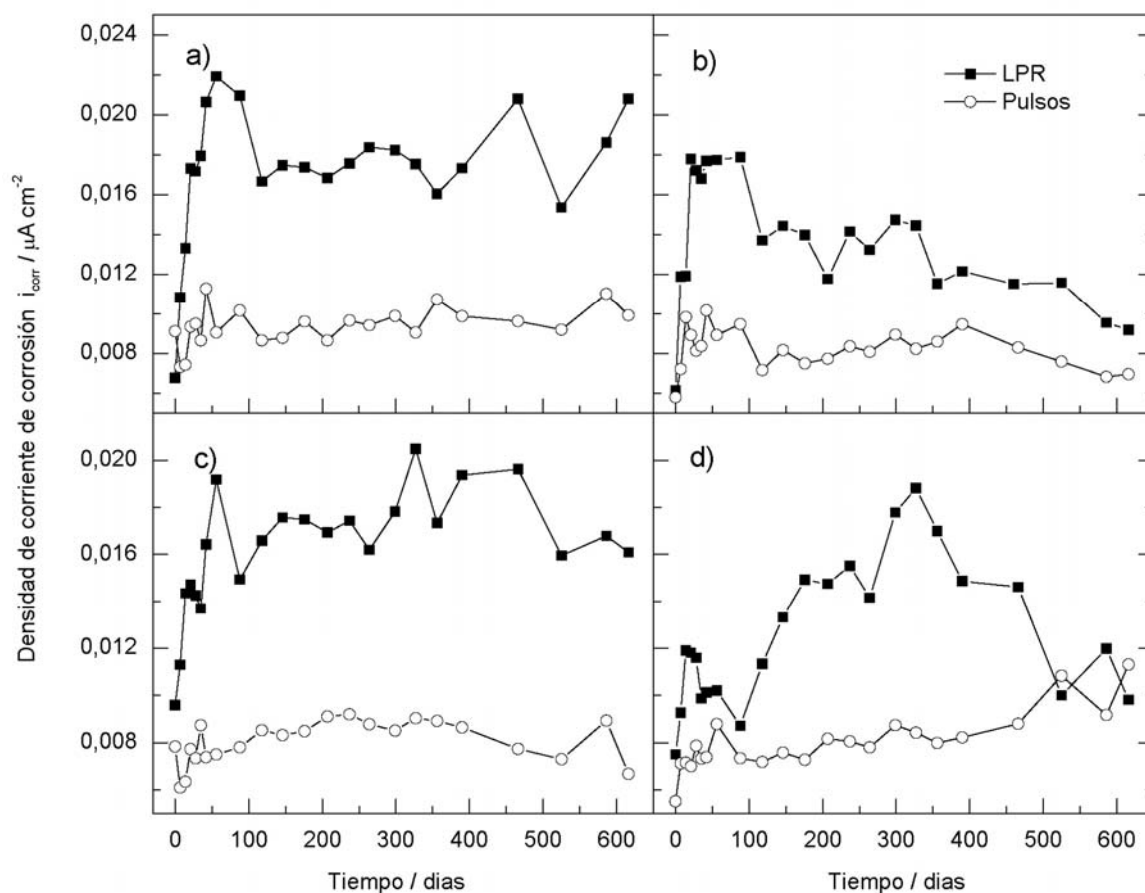
Aun siendo pequeñas, las mayores diferencias se encuentran para el mortero con el 4% de  $\text{Cl}^-$  en los tres aceros, y también en el acero de bajo contenido en níquel AISI 2001 para los cuatro contenidos de cloruros en el mortero.

A la vista de los resultados obtenidos, se puede concluir que la técnica de pulsos potencioestáticos permite determinar, con similar precisión que con el método de resistencia de polarización lineal, la densidad de corriente de corrosión de las armaduras de acero inoxidable embebidas en probetas de mortero.

## 7.5 CONCLUSIONES

Las conclusiones del estudio de resistencia a la corrosión por cloruros de las tres armaduras de acero inoxidable comparadas, se pueden resumir así:

- Los tres aceros inoxidables estudiados, el austenítico AISI 304, el dúplex AISI 2304 y el nuevo dúplex de bajo contenido en níquel AISI 2001, embebidos en morteros amasados con diferentes cantidades de  $\text{Cl}^-$ , hasta un 4% respecto al peso de cemento, y después de 20 meses de exposición a una humedad relativa aproximada del 95%, presentan unos valores de  $E_{\text{corr}}$  e  $i_{\text{corr}}$  característicos del estado pasivo.



**Figura 7.14** Comparativa, para el nuevo acero dúplex AISI 2001, de los valores de  $i_{\text{corr}}$  obtenidos por el método LPR y por la técnica de pulsos, para: a) 0%, b) 0,4%, c) 2% y d) 4%  $\text{Cl}^-$  en peso de cemento.

- Los valores registrados de  $i_{\text{corr}}$  del nuevo dúplex de bajo contenido en níquel duplican en algunos casos los de los otros dos aceros inoxidable, sin embargo, nunca superan los  $0,022 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ , es decir, son valores siempre un orden de magnitud inferior a  $0,1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ , que se considera el límite entre el estado pasivo y la corrosión baja o moderada para el caso de las armaduras de acero al carbono.

- Al mayor valor de  $i_{\text{corr}}$  registrado,  $0,022 \mu\text{A}/\text{cm}^2$  en el nuevo acero inoxidable dúplex AISI 2001, le corresponde una velocidad de corrosión (Ec. [3.16]):

$$v_{\text{corr}} = 11,6 \cdot 0,022 \mu\text{A}/\text{cm}^2 / 10 \text{ cm}^2 = 0,03 \mu\text{m}/\text{año}$$

Lo que indica un valor insignificante en términos de durabilidad de la estructura de hormigón, muy lejos de los  $100\text{-}125 \mu\text{m}/\text{año}$  que son los necesarios para causar el agrietamiento del hormigón [Andrade, C.; 1993] [González, J.A.; 1984].

- Por medio de la técnica de pulsos potencioestáticos se puede estimar, cualitativa y cuantitativamente, la velocidad de corrosión de las armaduras embebidas en mortero. Se obtienen valores de  $R_p$  muy aproximados a los obtenidos por el método LPR, con sólo estimar un valor medio para la capacidad de la doble capa  $C$ . La técnica de pulsos tiene la ventaja de que no es necesario conocer la superficie de acero expuesto a la corrosión, por lo que se puede aplicar a las estructuras de hormigón in situ.

## Capítulo 8

# **EFFECTO DE LA CARBONATACIÓN Y LA PRESENCIA DE CLORUROS EN ARMADURAS EMBEBIDAS EN MORTERO**

### **8.1 INTRODUCCIÓN**

La resistencia a la corrosión por cloruros de las armaduras de acero inoxidable depende fundamentalmente de sus elementos aleantes específicos (Mo, N,...), pero también de la doble protección que le proporciona el hormigón, como barrera física y por su alta alcalinidad. El factor de la barrera física, es decir, el espesor del recubrimiento y el tiempo que tardarían los cloruros en traspasarlo, se ha eliminado de los ensayos realizados en el capítulo anterior al introducir cloruro cálcico en la masa de mortero de las probetas. Para eliminar el factor de la alta alcalinidad del hormigón en su protección frente a los cloruros, en el presente estudio, además, se han carbonatado las probetas de mortero.

La carbonatación del hormigón se produce al penetrar en sus poros el dióxido de carbono  $\text{CO}_2$  disuelto en el aire y combinarse con la fase líquida intersticial saturada de hidróxido cálcico  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  del hormigón y con los compuestos hidratados del cemento en equilibrio con dicha fase líquida [González, J.A.; 1984].

El desarrollo de la carbonatación depende del contenido de  $\text{CO}_2$  en la atmósfera (es suficiente un 0,03% en volumen), de la permeabilidad del hormigón, de la cantidad de sustancia carbonatable (contenido y tipo de cemento) y de la humedad relativa del ambiente. La velocidad de penetración es rápida al principio, algunos milímetros al año, y cada vez más lenta después, pudiendo tardar en alcanzar una profundidad de 5 cm unos 100 años si el hormigón es compacto [Fernández Cánovas, M.; 1994].

Según que la carbonatación sea total, lo que se produce en la zona próxima a la superficie del hormigón, o parcial, penetrando en el recubrimiento, el pH del hormigón disminuye desde 8,5 a 12,5 respectivamente [Cobo, A.; 2001].

Cuando el hormigón se carbonata, se produce la liberación de parte de los iones cloruro fijados química y físicamente, aumentando la cantidad de cloruros libres en la solución de los poros, incrementándose por tanto el riesgo de corrosión. Además, en un hormigón carbonatado, el contenido de iones  $\text{OH}^-$  es menor, por lo que la relación  $\text{Cl}^-/\text{OH}^-$  aumenta. Por lo tanto, un hormigón carbonatado presenta mayor riesgo de corrosión para una misma concentración de cloruros.

Tanto la carbonatación como la penetración de cloruros son procesos de difusión en el hormigón a través de sus poros que pueden ser modelizados de acuerdo con la siguiente expresión recogida en la instrucción EHE-08:

$$d = K\sqrt{t}$$

Donde:

- |   |   |
|---|---|
| d | Profundidad de penetración del agresivo, para una edad t.   |
| K | Coeficiente de difusión que depende del tipo de agresivo, de las características del hormigón y de las condiciones ambientales. |

Son numerosos los modelos propuestos del proceso de difusión de la carbonatación, la mayoría basados en la segunda ley de Fick y, algunos, en otros parámetros distintos, como el modelo UR-CORE [Castellote, M.; 2008].

No existe un procedimiento normalizado de carbonatación acelerada de probetas de mortero. Se puede conseguir de dos formas diferentes, sometiéndolas a una atmósfera rica en CO<sub>2</sub> dentro de un pequeño recinto más o menos presurizado, o por inmersión en una solución tampón o reguladora del pH, que es una mezcla en agua destilada de un ácido y su base conjugada en la proporción adecuada para obtener un pH determinado según la ecuación de Henderson-Hasselbalch:

$$\text{pH} = \text{pKa} + \log \frac{[\text{sal}]}{[\text{ácido}]} \quad [8.1]$$

La solución tampón tiene la propiedad de mantener el pH aunque se modifique el nivel del líquido añadiendo más agua destilada, lo que no varía la proporción relativa entre sal y ácido, y aunque se sumerjan en ella las probetas de mortero, que tienen inicialmente un pH superior, porque representan una cantidad relativamente pequeña.

De cualquiera de las dos formas, los primeros 5 ~ 10 mm del recubrimiento del mortero de cemento Portland se carbonata en cuestión de semanas o pocos meses [Bakharev, T.; 2001] [González, J.A.; 1984].

En este trabajo se ha optado por carbonatar las probetas de mortero mediante inmersión parcial (2 a 3 cm) en una solución tampón dosificada para mantener un pH 9. De esta forma, las probetas se encuentran sometidas a una humedad constante elevada, pero con cierta aireación si el recipiente no es hermético. El pH de la solución se ha verificado mensualmente.

Para comparar como varía la resistencia a la corrosión por cloruros, en hormigones carbonatados, de las nuevas armaduras elaboradas con el nuevo acero dúplex de bajo contenido en níquel AISI 2001 con las de acero austenítico AISI 304 y las de acero dúplex AISI 2304, se han embebido barras corrugadas de 6 mm de diámetro de dichos aceros en probetas de mortero de cemento Portland contaminado con diferentes cantidades de cloruro cálcico y carbonatado por inmersión parcial en una solución tampón.

Para cada barra se han realizado mediciones electroquímicas durante el primer año de vida de las probetas, consistentes en monitorizar el potencial de corrosión  $E_{\text{corr}}$  y en aplicar el método de resistencia de polarización lineal (LPR) y la técnica de pulso potencioestático para la obtención de la resistencia de polarización  $R_p$  y el posterior cálculo de la intensidad de corrosión  $i_{\text{corr}}$ .

## 8.2 TRABAJO EXPERIMENTAL

Se han cortado seis probetas de barra corrugada de 6 mm de diámetro, de 8,5 cm de longitud, de cada uno de los siguientes aceros inoxidables:

1. Austenítico AISI 304 (EN 1.4301).
2. Dúplex AISI 2304 (EN 1.4362).
3. Nuevo dúplex de bajo contenido en níquel AISI 2001 (EN 1.4482).

Todas las barras se han fabricado mediante laminación en frío. La composición química de los tres aceros se recoge en la **Tabla 4.2**. Cada barra se ha enumerado de manera correlativa a las barras del capítulo anterior, y pesado con una balanza Mettler AJ150, que tiene una precisión de 0,1 mg. Los resultados se recogen en la **Tabla 8.1**.

**Tabla 8.1** Numeración y peso de las barras corrugadas Ø8, de cada acero inoxidable.

AISI 304		AISI 2304		AISI 2001	
Nº probeta	Peso [gr]	Nº probeta	Peso [gr]	Nº probeta	Peso [gr]
1.13	20,5200	2.13	19,4080	3.13	19,8900
1.14	20,7119	2.14	20,6249	3.14	20,0353
1.15	20,8606	2.15	19,8955	3.15	19,9424
1.16	20,6567	2.16	20,4283	3.16	20,4087
1.17	20,2190	2.17	19,0730	3.17	20,4346
1.18	20,1357	2.18	19,9556	3.18	20,4379

Las barras se han embebido por parejas de un mismo acero, en probetas de mortero prismáticas de 8 x 5,5 x 2 cm. Para dejar expuesta a la corrosión una superficie de 10 cm<sup>2</sup> de barra en el centro de la probeta de mortero, cada barra se ha protegido con cinta aislante en su extremo final y en la zona de barra próxima al borde de la probeta (**fig. 8.1**). El recubrimiento mínimo de mortero sobre la zona expuesta es de 7 mm.

Para conectar cada barra a los equipos de medición electroquímica, se deja libre y al exterior de la probeta de mortero uno de sus extremos, que se protegerá con un tapón de plástico entre mediciones para evitar su corrosión.

Para elaborar las probetas de mortero, se han utilizado los moldes descritos en el capítulo anterior. Se ha utilizado Desencofrante-D al aceite de la marca SIKA diluido en agua con una proporción en volumen 1:5 (desencofrante:agua).

El mortero amasado para las probetas es de dosificación 1:3:0,5 con cemento Pórtland con caliza EN 197-1-CEM II / B-L 32,5 N [AENOR; 2011] y arena normalizada de la marca CEN-Normsand según DIN-EN 196-1. La composición en peso de cada amasada, realizada para tres probetas, es de 17 gr de cemento, 51 gr de arena y 8,5 gr de agua.

Los morteros se han elaborado con tres contenidos diferentes ion cloruro, en forma de cloruro cálcico dihidratado  $\text{CaCl}_2 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$  de la marca MERCK KgaA, con un 99% de pureza ( $M=147,02$  gr/mol): 0%, 2% y 4%  $\text{Cl}^-$  respecto al peso de cemento.



**Figura 8.1** Hormigonado de las probetas con barras corrugadas embebidas de 6 mm de diámetro de los aceros inoxidables AISI 304, AISI 2304 y AISI 2001.

Las probetas de mortero se han designado como se indica en la **Tabla 8.2**, la letra C, un primer número en función del contenido de cloruros en el mortero y un segundo número según el tipo de acero inoxidable embebido.

El amasado de los morteros se ha realizado en el Laboratorio de Materiales de la Escuela Universitaria de Arquitectura Técnica de Madrid EUATM-UPM, con una amasadora automática de la marca Ibertest según la norma UNE EN 196-1:2005 [AENOR, 2005].

Una vez fraguados los morteros y desencofradas las probetas, se han mantenido 28 días en la cámara de curado del Laboratorio de Materiales de la EUATM, marca Ibertest, modelo CM200, regulada con una humedad relativa (HR) constante del 95% y una temperatura de 20°C.

Posteriormente, y durante el periodo que ha durado el estudio, las probetas se han conservado en el interior de un recipiente hermético con una HR constante del 95%, en posición vertical y sumergidas los 2 – 3 cm inferiores en una solución tampón con un pH 9, de la que sólo se extraían para proceder a las mediciones electroquímicas (**fig. 8.2**).

**Tabla 8.2** Designación de las probetas de mortero.

Cl <sup>-</sup> [%]	Acero inoxidable					
	AISI 304		AISI 2304		AISI 2001	
	Nº probetas acero embebidas	Designación probeta de mortero	Nº probetas acero embebidas	Designación probeta de mortero	Nº probetas acero embebidas	Designación probeta de mortero
0	1.13 y 1.14	C1.1	2.13 y 2.14	C1.2	3.13 y 3.14	C1.3
2	1.15 y 1.16	C3.1	2.15 y 2.16	C3.2	3.15 y 3.16	C3.3
4	1.17 y 1.18	C4.1	2.17 y 2.18	C4.2	3.17 y 3.18	C4.3



**Figura 8.2** Probetas de mortero parcialmente sumergidas en la solución tampón.

La solución tampón preparada es un solución de 3,951 gr de bicarbonato sódico  $\text{NaHCO}_3$  (marca Probus S.A., con un 99 % de riqueza) y 0,315 gr de carbonato sódico  $\text{Na}_2\text{CO}_3$  (marca Panreac de Montplet & Esteban S.A., con un 99 % de riqueza) por cada litro de agua destilada, lo que resulta un pH 9 según la Ec. [8.1].

Mensualmente se ha verificado el pH de la solución tampón mediante un pH-metro marca Crison modelo GLP22.

Las mediciones electroquímicas se han realizado en los Laboratorios del Departamento de Ingeniería de Superficies, Corrosión y Durabilidad del CENIM-CSIC, utilizando un potenciostato-galvanostato modelo 273A de la marca EG&G Princeton Applied Research y el software CorWare 3.1c (Scribner Associates Inc.).

Las mediciones electroquímicas se han realizado en las dos barras de cada probeta, aunque aquí sólo se recogen los resultados de la primera de ellas. No hay diferencias significativas entre los resultados de las mediciones de ambas barras.

Las mediciones se han llevado a cabo con una frecuencia semanal durante los primeros dos meses de vida de las probetas, comenzando a contar desde el día que se extrajeron de la cámara de curado, y después mensualmente hasta que las probetas han alcanzado la edad de 365 días, final del periodo estudiado.

Para realizar las mediciones electroquímicas se ha dispuesto una celda electroquímica de tres electrodos (**fig. 7.4**) conectados al potenciostato:

- WE: electrodo de trabajo, es la barra de acero sobre la que se realiza la medición.
- RE: electrodo de referencia de calomelanos, SCE ( $\text{Hg}/\text{Hg}_2\text{Cl}_2 - \text{Sat. KCl}$ ).
- CE: contraelectrodo o anillo de guarda, para cerrar el circuito eléctrico, formado por un disco macizo de acero inoxidable de 7 cm de diámetro y 4 cm de altura con un taladro central de 8 mm para colocar el electrodo de referencia. Para asegurar un buen contacto eléctrico durante la medición, se ha intercalado un paño húmedo entre el contraelectrodo y la probeta de mortero.

En cada medición electroquímica se han seguido los siguientes pasos:

- 1º: Se deja estabilizar el potencial de corrosión  $E_{\text{corr}}$  durante veinte minutos, tras los cuales se registra el valor final.
- 2º: Se aplica el método de Resistencia de Polarización Lineal (LPR) para determinar la resistencia de polarización  $R_p$ . Para ello, se impone a cada barra una pequeña polarización de  $\pm 15$  mV respecto al  $E_{\text{corr}}$ , a una velocidad de 0,1667 mV/s, obteniéndose el diagrama intensidad-potencial (I vs. E). La pendiente de la tangente al diagrama en el intervalo de  $E_{\text{corr}} \pm 5$  mV es la  $R_p$  buscada. A partir de  $R_p$ , se calcula la intensidad de corrosión  $i_{\text{corr}}$  mediante la Ec. [3.15], tomando el valor de 52 mV para el coeficiente B de Stern-Geary.
- 3º: Se aplica la Técnica de Pulsos Potenciostáticos imponiendo a cada barra un potencial de +50 mV (respecto al  $E_{\text{corr}}$ ) durante dos segundos, y se registra la caída de potencial que experimenta la probeta durante los 120 segundos siguientes. A partir del gráfico potencial-tiempo (E vs T) obtenido, se calcula gráficamente el valor del producto  $C \cdot R_p$  (**fig. 3.11**). Para obtener el valor de  $R_p$ , el valor de la capacidad de la doble capa C que se tomara en los cálculos es de  $5 \mu\text{F}/\text{cm}^2$ . A partir de  $R_p$  se obtiene un nuevo valor de  $i_{\text{corr}}$  que se compara con el obtenido mediante el método LPR.

### 8.3 RESULTADOS

En la **fig. 8.3** se representa la evolución de los potenciales de corrosión  $E_{\text{corr}}$  en función del tiempo de exposición, de los tres aceros inoxidables comparados, el austenítico AISI 304, el dúplex AISI 2304 y el nuevo dúplex bajo en níquel AISI 2001, expuesto a cada uno de los tres contenidos de  $\text{Cl}^-$  en el mortero considerados.

Se puede comprobar cómo el comportamiento de los tres aceros ha sido muy similar entre sí, independientemente del contenido de cloruros en el mortero. En los tres casos, después de valores de potencial muy negativo en los primeros días de vida de las probetas, cuando se forma la capa pasiva, rápidamente los valores aumentan y se estabilizan en una franja de valores positivos entre 0 y 50 mV, lo que indican que las armaduras se encuentran en estado pasivo.

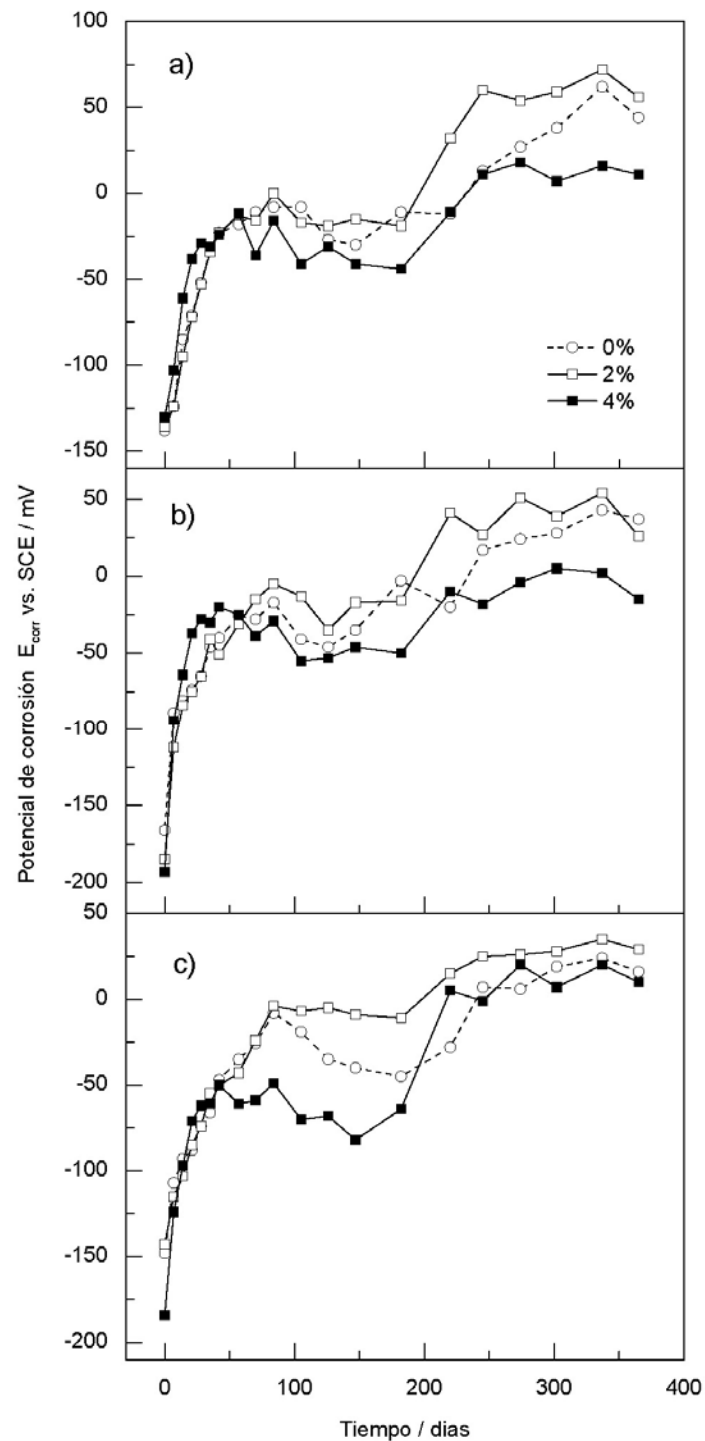
Estos valores al año de vida de las probetas contrastan con los valores obtenidos a la misma edad en el caso de las probetas con cloruros sin carbonatar, estudiadas en el capítulo 7, las cuales presentaban valores de  $E_{\text{corr}}$  entre -120 y -150 mV.

La evolución en función del tiempo de exposición de los valores registrados de las resistencias de polarización  $R_p$  obtenidos mediante el método LPR, de los tres aceros inoxidables estudiados y para cada uno de los tres contenidos de cloruro en el mortero considerados, se recoge en la **fig. 8.4**.

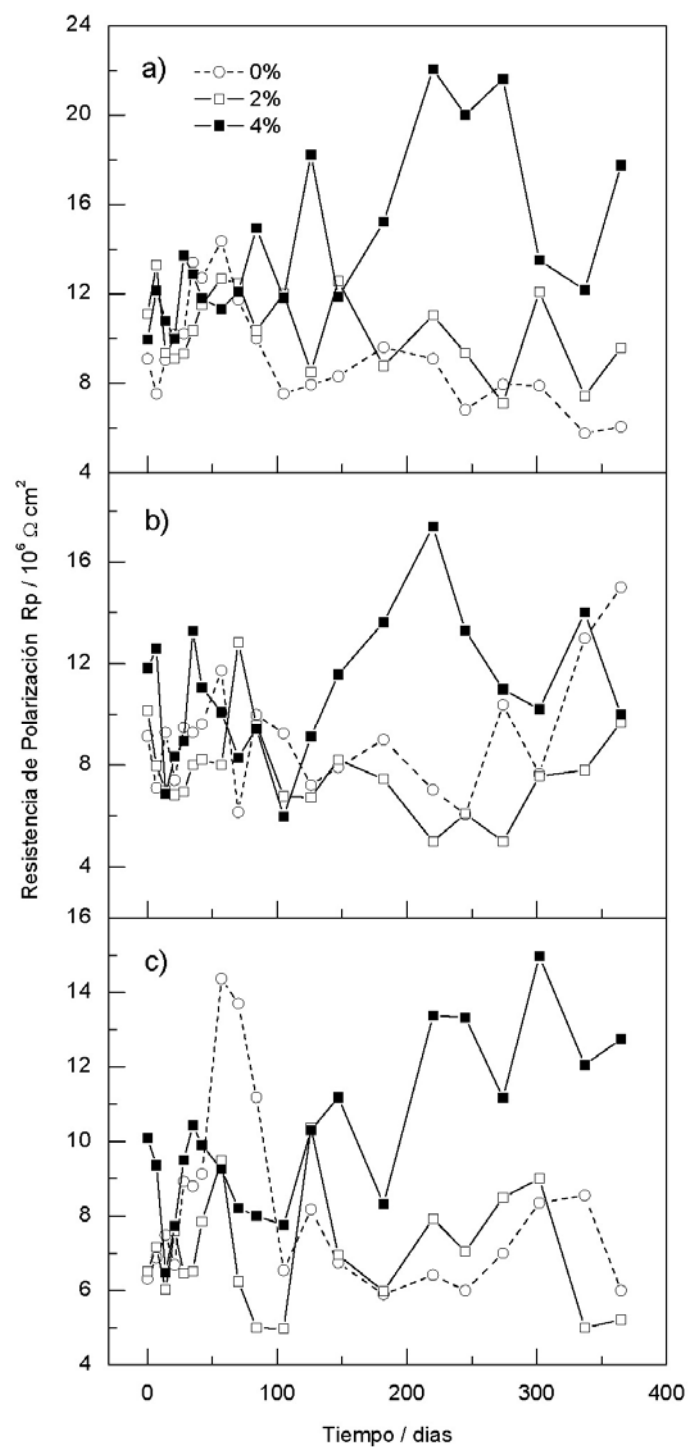
Los valores registrados de  $R_p$ , después de un año de vida de las probetas e independientemente del contenido de ión cloruro en el mortero, se encuentran entre  $4 \cdot 10^6$  y  $22 \cdot 10^6 \Omega \cdot \text{cm}^2$  para los tres aceros inoxidables, lo que significa un intervalo de valores muy estrecho que no marca diferencias de comportamiento entre las armaduras.

A partir de los valores de  $R_p$ , y tomando 52 mV como valor del coeficiente B de Stern-Geary, se han obtenido los valores de la densidad de corriente de corrosión  $i_{\text{corr}}$  que se representan en la **fig. 8.5**.

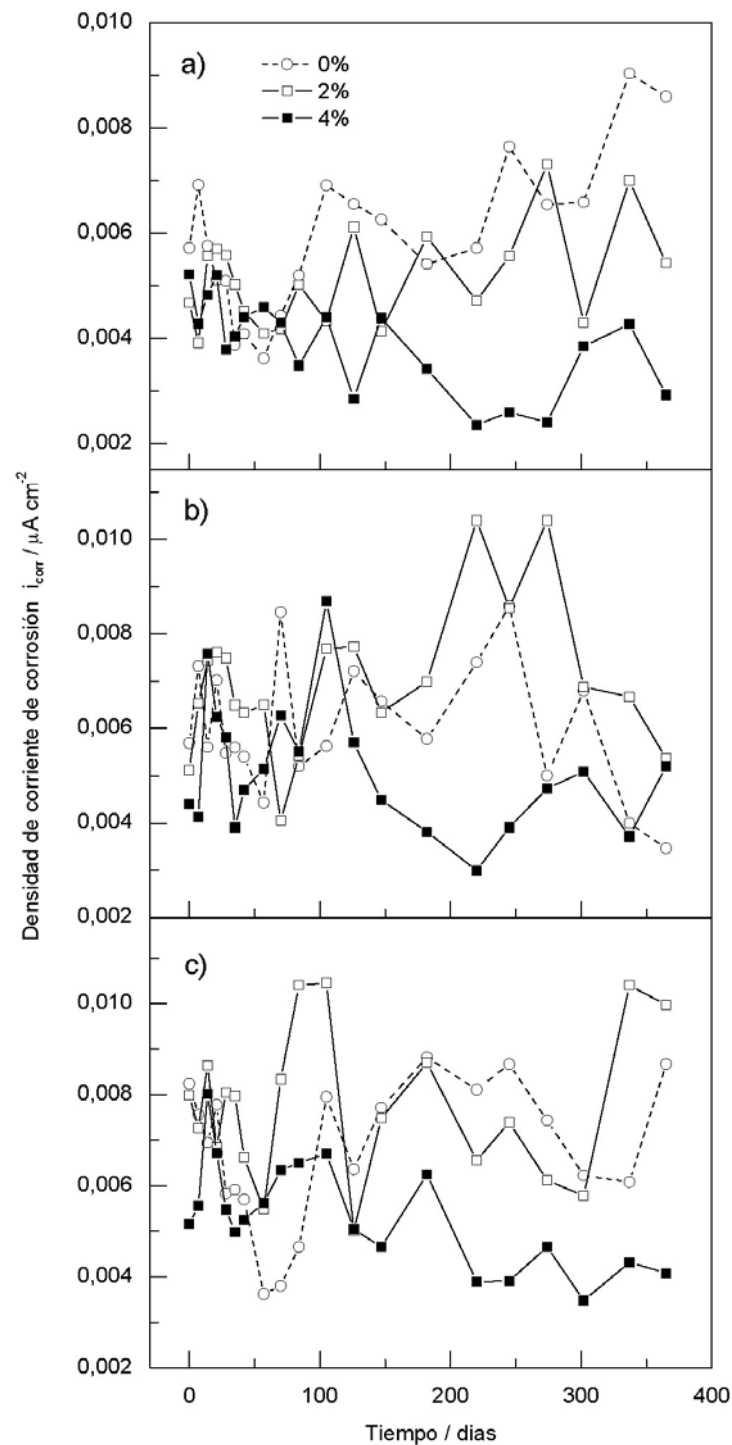




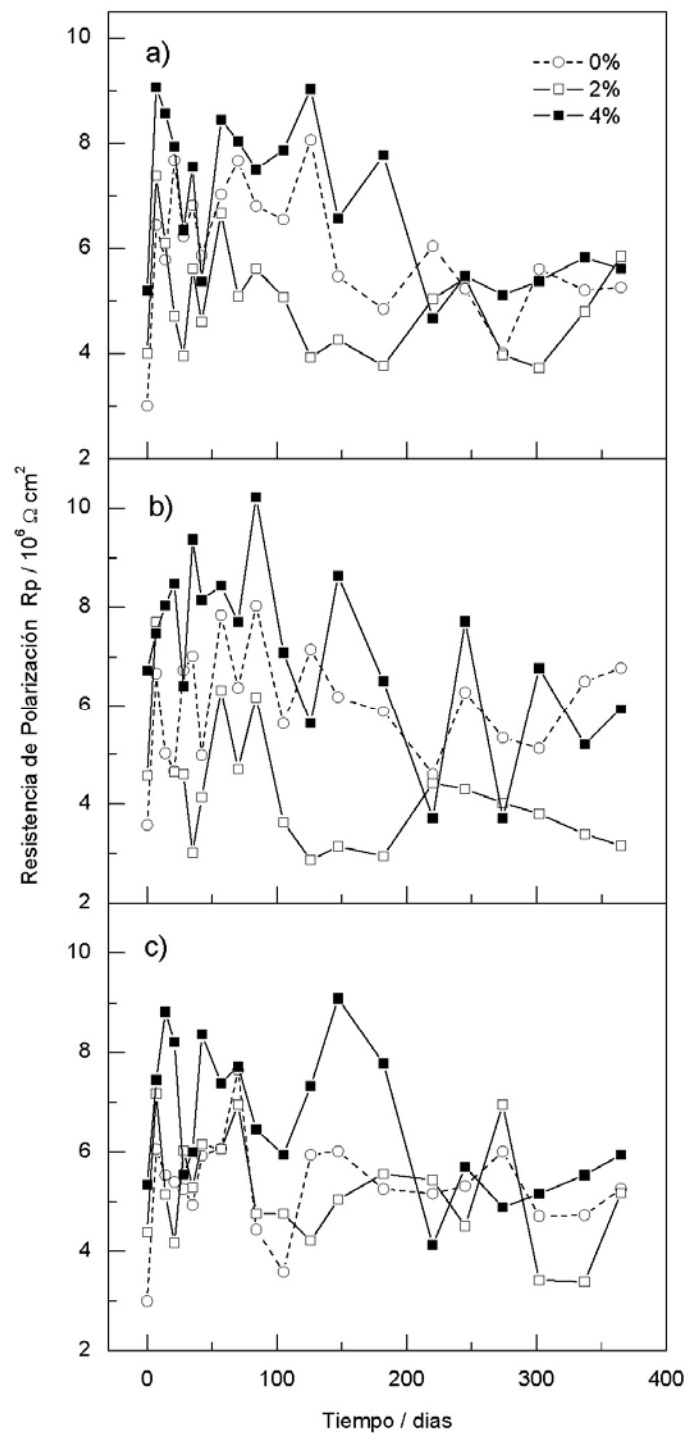
**Figura 8.3** Diagramas  $E_{corr}$  vs. Tiempo para cada uno de los tres contenidos de  $Cl^-$  en mortero, de los tres aceros inoxidables estudiados: a) AISI 304, b) AISI 2304 y c) AISI 2001.



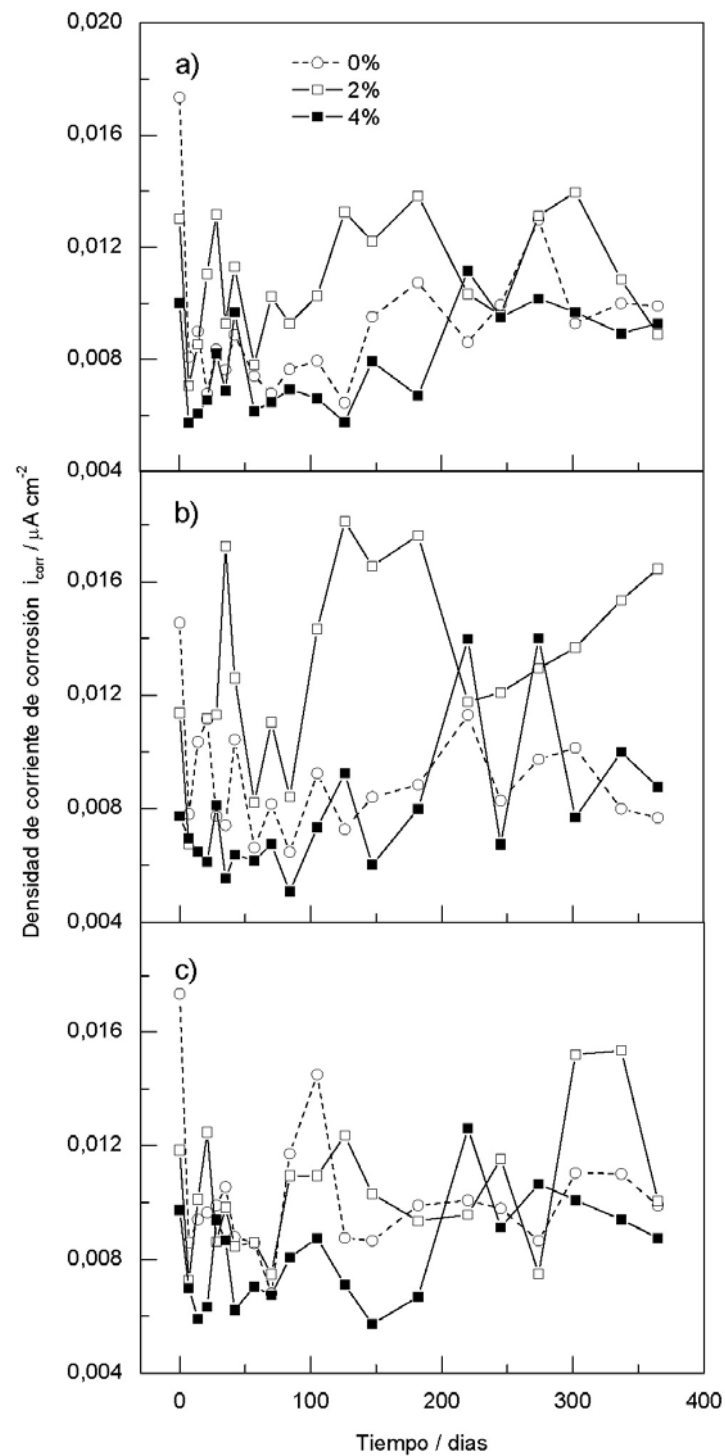
**Figura 8.4** Diagramas  $R_p$  vs. Tiempo, obtenidos por el método LPR, para cada uno de los tres contenidos de  $\text{Cl}^-$  en el mortero, de los tres aceros inoxidables estudiados: a) AISI 304, b) AISI 2304 y c) AISI 2001.



**Figura 8.5** Diagramas  $i_{corr}$  vs. Tiempo, obtenidos a partir del método LPR, para cada uno de los tres contenidos de  $Cl^-$  en el mortero, de los aceros inoxidables: a) AISI 304, b) AISI 2304 y c) AISI 2001.



**Figura 8.6** Diagramas  $R_p$  vs. Tiempo, obtenidos por la técnica de pulsos potencioestáticos, para cada uno de los tres contenidos de  $\text{Cl}^-$  en mortero, de los tres aceros inoxidables estudiados: a) AISI 304, b) AISI 2304 y c) AISI 2001.



**Figura 8.7** Diagramas  $i_{corr}$  vs. Tiempo, obtenidos a partir de la técnica de pulsos potencioestáticos, para cada uno de los tres contenidos de  $Cl^-$  en mortero, de los aceros inoxidable: a) AISI 304, b) AISI 2304 y c) AISI 2001.

No se presentan diferencias de valores de  $i_{\text{corr}}$  significativas entre los tres aceros ni entre las diferentes cantidades de ión cloruro en los morteros. Paradójicamente, los valores más bajos se han registrado en las barras embebidas con el máximo contenido de cloruro cálcico en el mortero. En todos los casos, los valores demuestran que los tres aceros permanecen en estado pasivo, con intensidades de corrosión siempre por debajo de  $11 \cdot 10^{-3} \mu\text{A}/\text{cm}^2$ .

En la **fig. 8.6** se representa, para cada uno de los contenidos de  $\text{Cl}^-$  en el mortero y para cada acero inoxidable, la evolución en el tiempo de los valores de  $R_p$  obtenidos mediante la técnica de pulsos potencioestáticos, tomando  $5 \mu\text{F}/\text{cm}^2$  como valor de la capacidad (C) de la doble capa.

Se observa que los valores son muy similares a los obtenidos por el método de resistencia de polarización lineal, y están comprendidos en un intervalo aún más reducido, entre  $3 \cdot 10^6$  y  $10 \cdot 10^6 \Omega \cdot \text{cm}^2$  para los tres aceros inoxidables.

En la **fig. 8.7** se representan los valores de  $i_{\text{corr}}$  correspondientes a las  $R_p$  obtenidos por la técnica de pulsos, considerando el valor de 52 mV para la constante B de la ecuación de Stern-Geary.

Al igual que con los valores de  $R_p$ , las densidades de corriente de corrosión registradas en los tres aceros inoxidables, para cualquier contenido de cloruros en el mortero, son muy similares entre sí, y oscilan entre  $4 \cdot 10^{-3}$  y  $18 \cdot 10^{-3} \mu\text{A}/\text{cm}^2$ , por lo que se encuentran en el mismo rango de valores que los obtenidos por el método LPR.

## 8.4 ANÁLISIS Y DISCUSIÓN

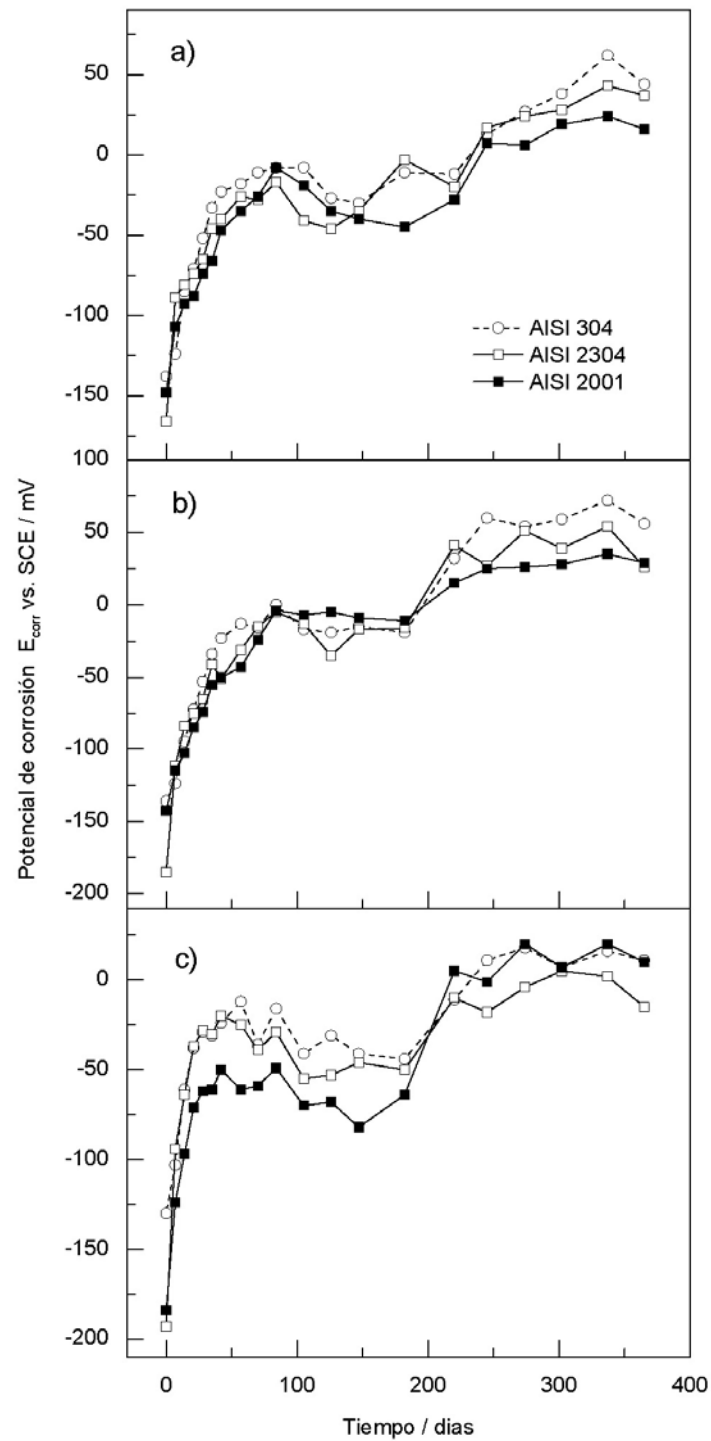
En la **fig. 8.8** se compara la evolución en el tiempo de los valores de los potenciales de corrosión de los tres aceros inoxidables estudiados, para cada uno de los contenidos de  $\text{Cl}^-$  en el mortero, y se comprueba que es muy similar entre ellos, no apreciándose diferencias significativas independientemente del contenido de cloruros en el mortero.

En los tres aceros, el valor del potencial de corrosión tiende a converger a valores positivos al final del año de vida de las probetas, lo que indica un estado claramente pasivo frente a la corrosión por cloruros.

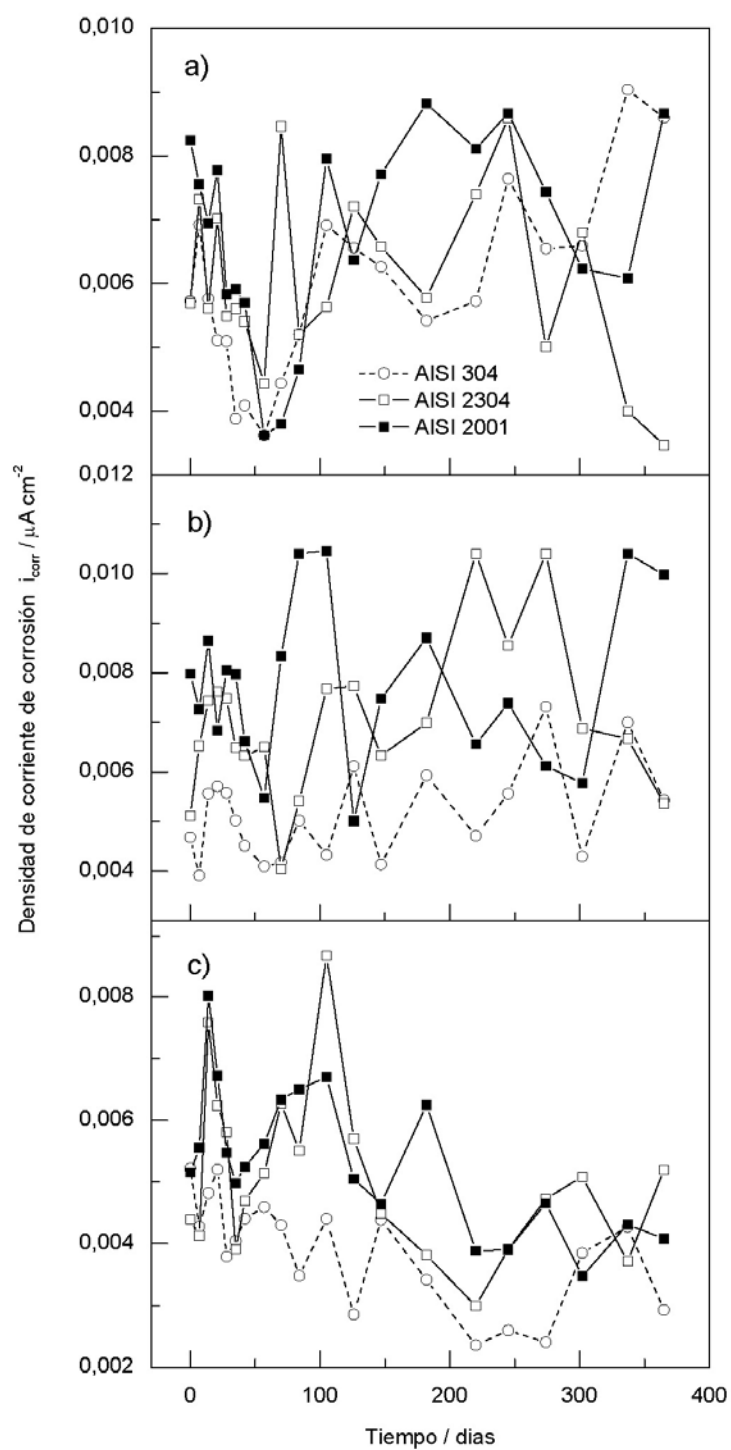
Respecto a los valores de la densidad de corriente de corrosión  $i_{\text{corr}}$  obtenidos por el método LPR, tampoco se encuentran diferencias apreciables entre los tres aceros ni entre los diferentes contenidos de cloruros en el mortero, como muestra la comparativa de la **fig. 8.9**.

El nuevo acero inoxidable bajo en níquel AISI 2001 presenta un comportamiento muy similar al de los otros dos aceros inoxidable, el austenítico AISI 304 y el dúplex AISI 2304.

A diferencia de lo que ocurre en la comparativa del Capítulo 7, en el que las barras Ø8 del nuevo dúplex AISI 2001 son laminadas en caliente y presentan valores de  $i_{\text{corr}}$  ligeramente superiores a los de los otros dos aceros inoxidables, que son laminados en frío, en este caso, las barras Ø6 de los tres aceros son laminadas en frío, lo que puede explicar la ausencia de diferencias de comportamiento entre ellos.

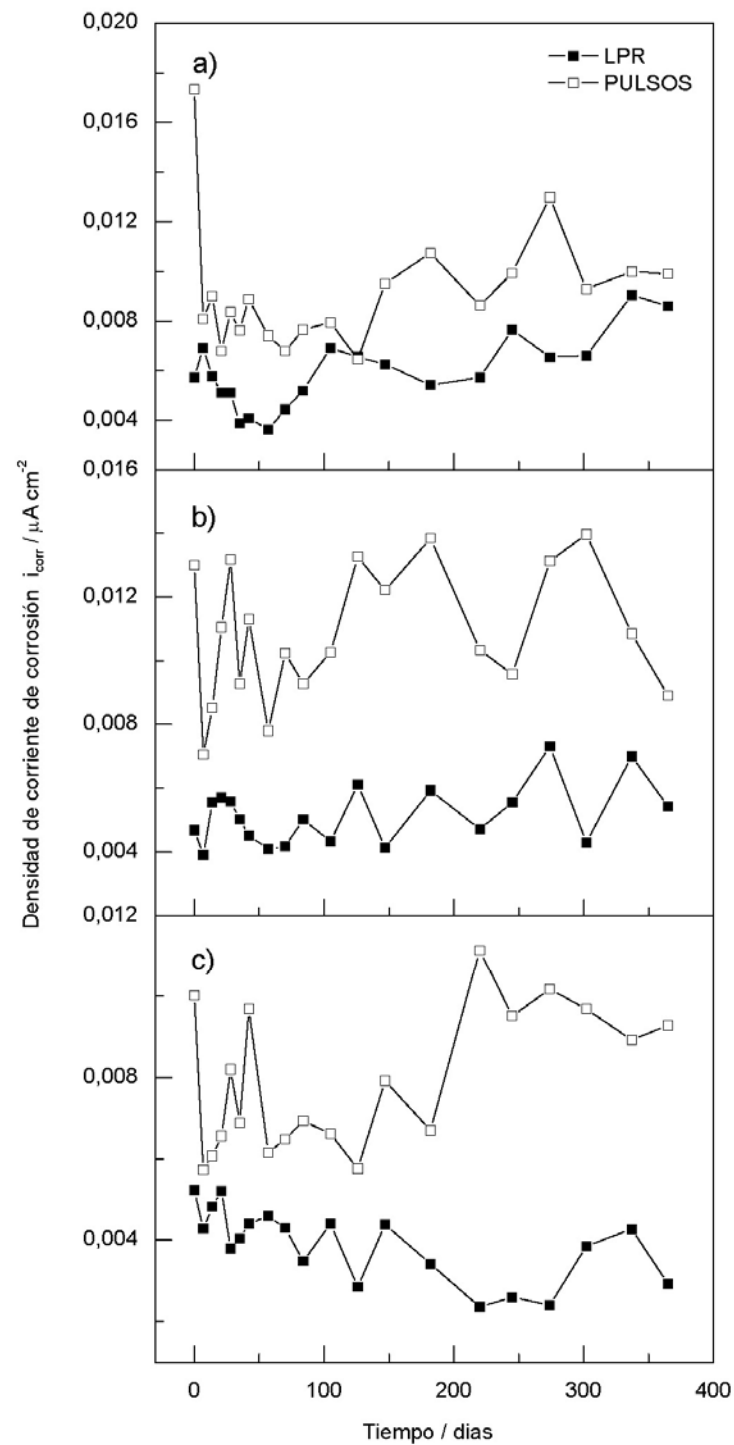


**Figura 8.8** Comparativa de la evolución de los valores de  $E_{corr}$  de los tres aceros inoxidables estudiados, para: a) 0%, b) 2% y c) 4%  $Cl^-$  en peso de cemento.

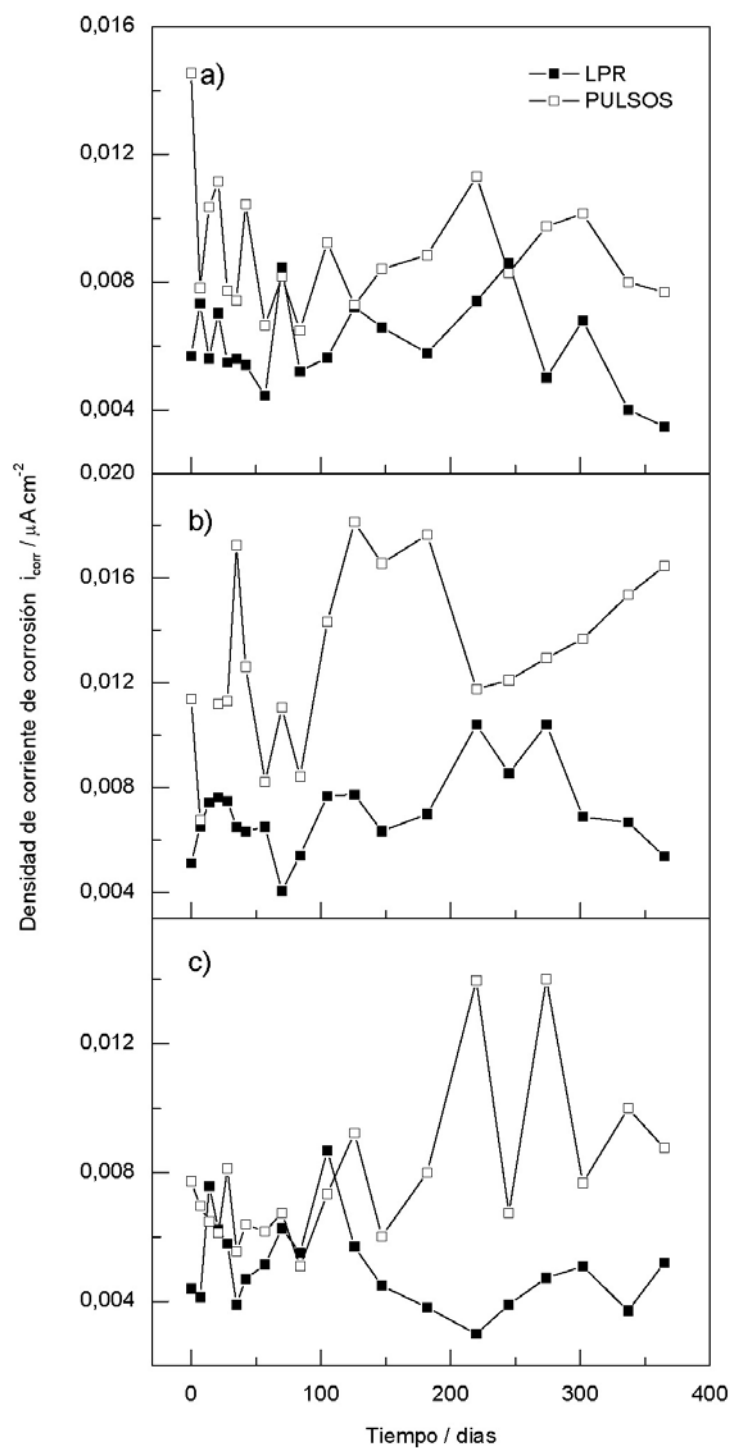


**Figura 8.9** Comparativa de la evolución de los valores de  $i_{corr}$  de los tres aceros inoxidable estudiados, obtenidos por el método LPR, para: a) 0%, b) 2% y c) 4%  $Cl^-$  en peso de cemento.

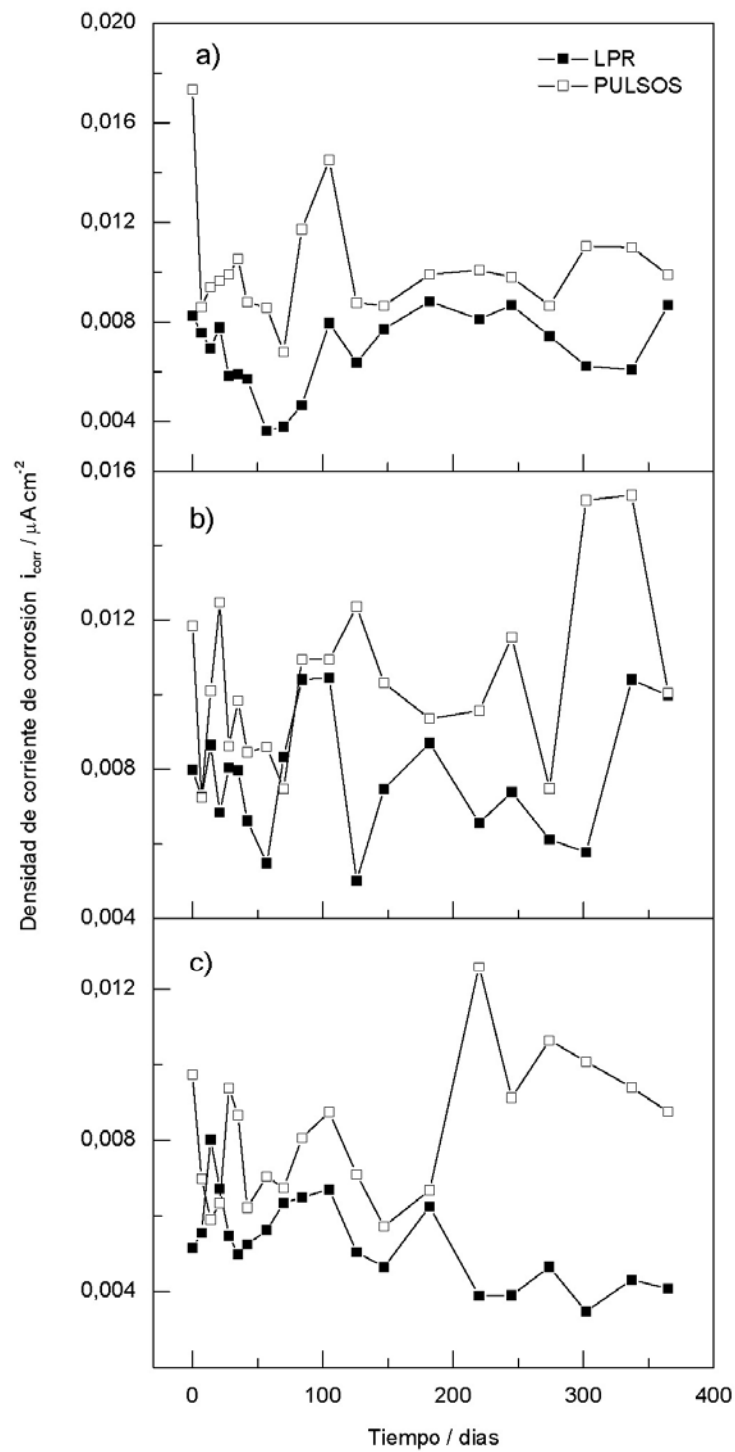




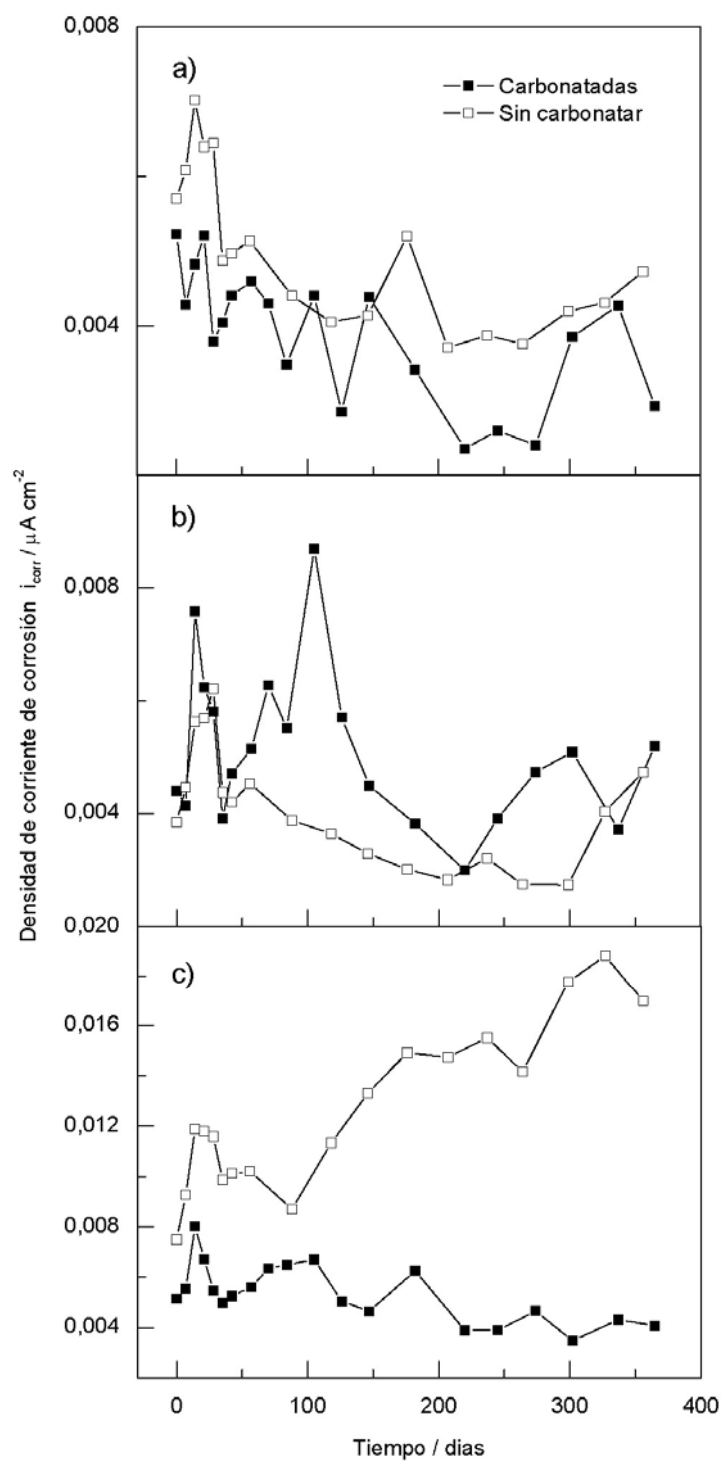
**Figura 8.10** Comparativa, para el acero austenítico AISI 304, de los valores de  $i_{corr}$  obtenidos por el método LPR y por la técnica de pulsos, para: a) 0%, b) 2% y c) 4%  $Cl^{-}$  en peso de cemento.



**Figura 8.11** Comparativa, para el acero austenítico AISI 2304, de los valores de  $i_{\text{corr}}$  obtenidos por el método LPR y por la técnica de pulsos, para: a) 0%, b) 2% y c) 4%  $\text{Cl}^-$  en peso de cemento.



**Figura 8.12** Comparativa, para el acero austenítico AISI 2001, de los valores de  $i_{corr}$  obtenidos por el método LPR y por la técnica de pulsos, para: a) 0%, b) 2% y c) 4%  $Cl^-$  en peso de cemento.



**Figura 8.13** Comparativa de los valores de  $i_{corr}$  obtenidos por el método LPR, en las probetas con el 4% de  $Cl^-$  en peso de cemento carbonatadas y sin carbonatar, para las armaduras de los aceros inoxidables: a) AISI 304, b) AISI 2304 y c) AISI 2001.

En las **fig. 8.10, 8.11 y 8.12** se comparan los valores de  $i_{\text{corr}}$  obtenidos por el método de resistencia de polarización lineal LPR y por la técnica de pulso potencioestático, para cada uno de los tres contenidos de ión cloruro en el mortero considerados, y para cada acero inoxidable, AISI 304, AISI 2304 y AISI 2001 respectivamente.

Los valores de  $i_{\text{corr}}$  obtenidos son generalmente coincidentes para ambas técnicas, con diferencias de valores entre ambas inferiores a  $12 \cdot 10^{-3} \mu\text{A}/\text{cm}^2$ , por lo que la técnica de pulso potencioestático permite determinar, con similar precisión que el método LPR, los valores de densidad de corriente de corrosión también en armaduras embebidas en morteros carbonatados.

Por último, en la **fig. 8.13** se comparan los valores de  $i_{\text{corr}}$  obtenidos por el método LPR de las armaduras de los tres aceros inoxidables embebidas en el mortero con el 4% de  $\text{Cl}^-$  en peso de cemento, carbonatado y sin carbonatar (del Capítulo 7), en el primer año de vida de las probetas.

Se observa que, en los aceros inoxidables AISI 304 y AISI 2304, no hay diferencias apreciables entre los valores de  $i_{\text{corr}}$  correspondientes al mortero carbonatado y sin carbonatar, mientras que para el nuevo dúplex AISI 2001, la diferencia entre los valores de  $i_{\text{corr}}$  de ambos morteros se incrementa claramente a lo largo del periodo de tiempo estudiado, tal vez debido a que la formación de la capa pasiva se altera por el mortero carbonatado y sumergido en mayor medida que en los otros dos aceros inoxidables.

Además, en los tres aceros son ligeramente inferiores los valores de  $i_{\text{corr}}$  correspondientes a las probetas de mortero carbonatado que a las de mortero sin carbonatar.

La carbonatación de los morteros mediante la inmersión parcial de las probetas en solución tampón no ha producido el incremento esperado de los valores de la densidad de corriente de corrosión en el primer año de vida de las probetas, respecto a los valores de las probetas sin carbonatar, probablemente debido al hecho de que la inmersión parcial en la solución ha saturado los poros del mortero y realentizado los procesos de corrosión al disminuir el contenido de oxígeno disponible.

## 8.5 CONCLUSIONES

Las conclusiones que se pueden extraer del estudio de resistencia a la corrosión por cloruros y embebidas en mortero carbonatado mediante inmersión en una solución tampón con pH 9, de las armaduras de acero inoxidable austenítico AISI 304, dúplex AISI 2304 y el nuevo dúplex de bajo contenido en níquel AISI 2001, son las siguientes:

- Los tres aceros inoxidables estudiados, después de un año de exposición a una humedad relativa del 95%, presentan valores de  $E_{\text{corr}}$  e  $i_{\text{corr}}$  muy similares entre sí, característicos del estado pasivo, independientemente del contenido de  $\text{CaCl}_2$  amasado en el mortero.
- Al valor mayor de  $i_{\text{corr}}$  registrado en algún momento en los tres aceros inoxidables,  $0,018 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ , le correspondería una velocidad de corrosión ( $E_c$ . [3.16]):

$$v_{\text{corr}} = 11,6 \cdot 0,018 \mu\text{A}/\text{cm}^2 / 10 \text{ cm}^2 = 0,02 \mu\text{m}/\text{año}$$

Que es un resultado inferior al obtenido para las probetas de mortero con cloruros pero sin carbonatar ( $0,03 \mu\text{m/año}$ ) estudiadas en el capítulo anterior, aún considerando el mismo tiempo de exposición. Probablemente la inmersión parcial de las probetas ha saturado los poros y realentizado el proceso de corrosión al limitar el contenido de oxígeno disponible.

- La técnica de pulsos potencioestáticos permite obtener valores de  $i_{\text{corr}}$  similares al método de resistencia de polarización, independientemente del tipo de acero inoxidable, del contenido de cloruros en el mortero y de si este está carbonatado o no, al menos mientras los aceros se encuentran en estado pasivo.

## Capítulo 9

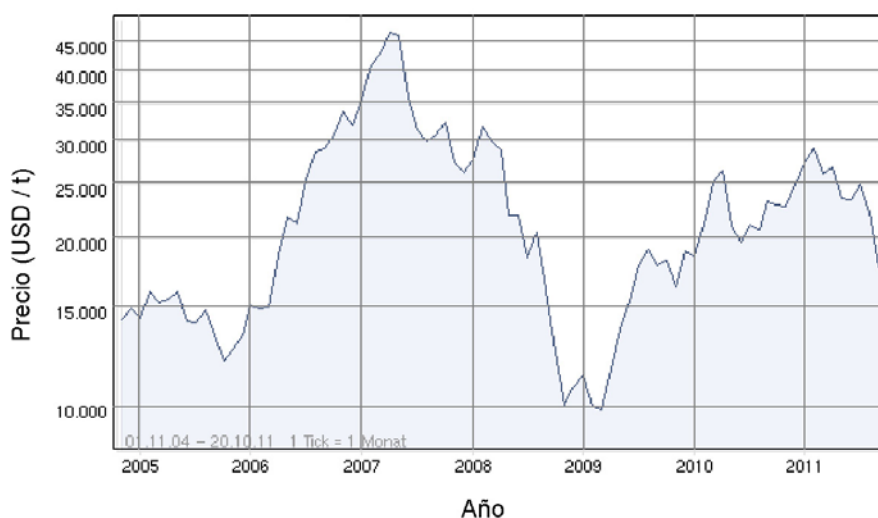
# ESTUDIO ECONÓMICO

### 9.1 INTRODUCCIÓN

Las barras corrugadas elaboradas con acero inoxidable, incluso las del tipo dúplex de bajo contenido en níquel, son en la actualidad de cuatro a siete veces más caras que las tradicionales de acero al carbono B-500-SD, dependiendo del grado elegido. Esto se debe al sobre coste que suponen los metales aleantes.

Además, el níquel es una aleación que viene presentando, desde mediados de mayo de 2006, grandes fluctuaciones en el precio de mercado (**Fig. 9.1**), lo que le convierte en el aleante más determinante en el precio final del acero inoxidable.

Por ese motivo, en los últimos años se están buscando nuevas aleaciones inoxidables que tengan las mismas o similares prestaciones que las clásicas y multifuncionales AISI 304 y AISI 316 pero cuyo precio final sea más económico, basándose fundamentalmente en reducir el contenido de níquel, aunque eso suponga el incremento de otros aleantes como el manganeso o el cobre. Los aceros dúplex primero, y los austeníticos y dúplex de bajo contenido en níquel después, son buena prueba de ello.



**Figura 9.1** Evolución del precio del níquel en los últimos años (ARIVA:DE, [www.gual.es](http://www.gual.es)).

Sin embargo, ese sobrecoste del material acero inoxidable tiene una repercusión parcial sobre el coste final de la estructura de hormigón, cuya valoración exacta se tiene que calcular para cada caso concreto. Algunos ejemplos tipo, como los que se exponen a continuación, pueden ofrecer una idea aproximada que permita al proyectista y al promotor tomar en consideración la utilización de armaduras de acero inoxidable.

Según la instrucción EHE-08, la vida útil nominal de las estructuras de hormigón armado en edificación y en obra civil debe superar al menos 50 años, que aumenta a 100 años en el caso de estructuras de importancia especial. Por ello, la comparativa económica que se realice para elegir entre la utilización de armaduras de acero al carbono o de acero inoxidable, debe considerar lo que se denomina el ciclo de vida de la estructura. En él, se tienen en cuenta todos los costes referentes a la estructura, desde la compra de los materiales y su construcción, hasta los posteriores de mantenimiento, posibles reparaciones y futura demolición y reciclaje de los materiales.

Diferentes estrategias para prolongar la vida útil de las estructuras de hormigón sometidas a ambientes agresivos, como son el empleo de hormigones de altas prestaciones, el incremento de los espesores de los recubrimientos, el uso de inhibidores, la protección catódica o el empleo de armaduras galvanizadas o recubiertas con epoxi, también suponen un sobrecoste en la ejecución de la estructura, y por lo tanto, la mejor opción económica para cada caso se debe analizar teniendo en cuenta el ciclo de vida de la estructura.

En el caso de la opción de las armaduras de acero inoxidable, los estudios de ciclo de vida le son muy favorables porque garantizan una mayor vida útil de la estructura sin costes de inspección, mantenimiento o reparación [Concret Society; 1998]. Por ejemplo, en el caso de estructuras expuestas a zona de mareas, la utilización de armaduras de acero inoxidable es más económico que la de acero al carbono, teniendo en cuenta el ciclo de vida, siempre que los costes de construcción no supongan un incremento superior al 14% [Val, D.V.; 2003]. Y en el caso de la reparación de algunos puentes, el uso de armaduras de acero inoxidable ha reducido incluso los costes iniciales de construcción, aunque son ejemplos inusuales [Schnell, R.E.; 2007].

Para realizar una comparativa del sobrecoste económico de la construcción material que supone para una estructura de hormigón el utilizar armaduras elaboradas con acero inoxidable en lugar de acero al carbono, se van a considerar dos ejemplos tipo diseñados al efecto:

- Un edificio en altura de 40 viviendas, situado frente a la costa.
- Un aparcamiento subterráneo de 500 plazas, distribuidas en cuatro plantas.

Para el edificio de viviendas se considerarán diferentes opciones, como por ejemplo, armar con armaduras de acero inoxidable toda la estructura o solamente los elementos más expuestos a la corrosión, o considerar el edificio con o sin planta sótano.

El cálculo del sobrecoste se realizará para las tres armaduras de acero inoxidable estudiadas, es decir, la austenítica AISI 304, la dúplex AISI 2304 y la dúplex de bajo contenido en níquel AISI 2001.

Como dato de partida, con fecha de abril de 2011 y suponiendo un suministro al detalle de barras corrugadas en largos de 12 metros para una obra de tamaño medio de edificación en Madrid, los precios medios de mercado son los siguientes (precios facilitados por el Departamento Comercial de Acerinox S.A. y el de Armacentro S.A., sin IVA):



- Acero inoxidable austenítico AISI 304: 4,50 €/kg.
- Acero inoxidable dúplex AISI 2304: 3,75 €/kg.
- Acero inoxidable dúplex AISI 2001: 3,05 €/kg.
- Acero al carbono B 500 SD: 0,70 €/kg.

Los precios varían en función del diámetro de las barras corrugadas, por lo que los indicados son medias estimadas para el consumo habitual de una obra tipo de edificación.

El estudio se va a realizar considerando únicamente el sobre coste que supone la sustitución de armaduras al carbono por inoxidables, sin tener en cuenta otras consideraciones que también podrían influir en el coste final como son:

- La posible relajación de los requisitos de durabilidad para el hormigón, que se traduce en dos ahorros económicos:
  - Los menores recubrimientos necesarios para las armaduras de acero inoxidable ahorra armado longitudinal en los elementos sometidos a flexión, puesto que el canto útil de la sección aumenta.
  - El aumento de los límites máximos de fisuración igualmente ahorra armado longitudinal en los elementos sometidos a flexión.
- Las diferentes características mecánicas de las armaduras de acero inoxidable, en concreto su menor módulo de elasticidad, implica un aumento de armadura necesaria en algunos elementos estructurales, especialmente los limitados por flecha y fisuración máxima.

No se tienen en cuenta estas dos consideraciones porque se contrarrestan entre sí, como se demuestra con el ejemplo que se expone a continuación, y no suponen una variación final importante en el coste de la estructura, especialmente cuando se resuelve con vigas planas de hormigón, lo que es habitual en edificación.

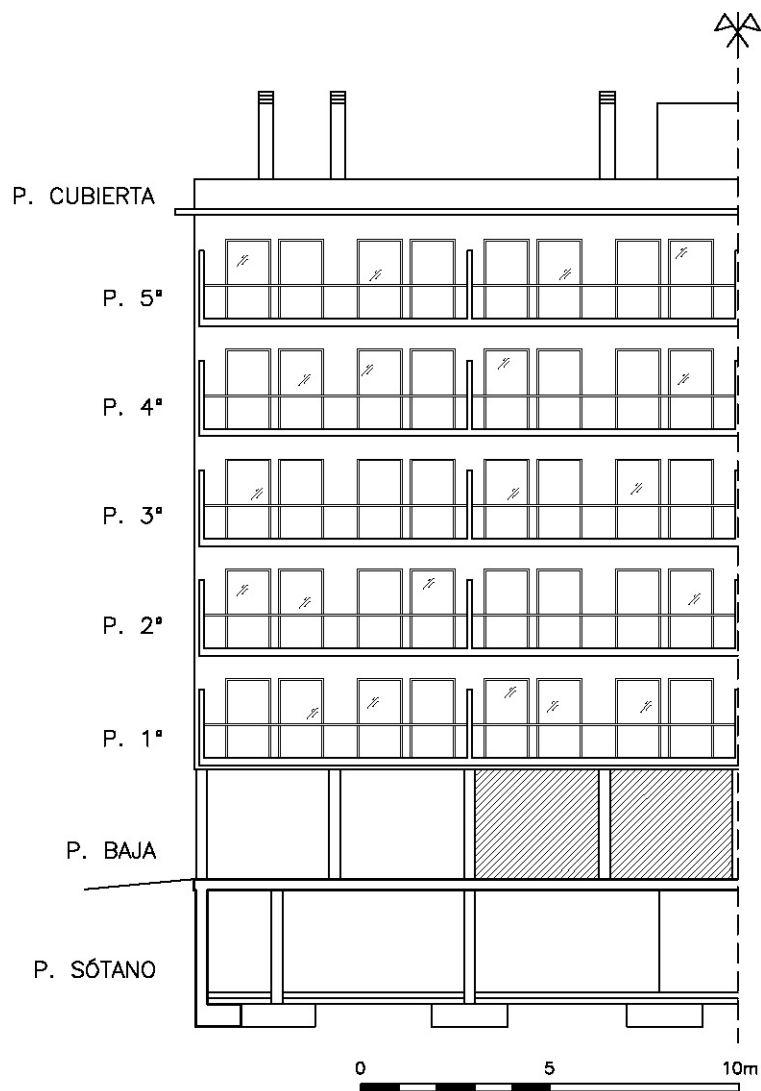
Si se considera una viga plana de 30 x 50 cm de sección, 6 m de longitud y 36 m<sup>2</sup> de área tributaria, armada con acero al carbono B-500-SD, con las cargas habituales en edificación, para una flecha activa máxima de 10 mm, y situada en la clase de exposición IIIa, con las limitaciones que impone la instrucción EHE-08 (recubrimiento mínimo de 25 mm y fisuración máxima de 0,2 mm) se obtiene una cuantía de armado de 182,61 kg/m<sup>3</sup>. Si la misma viga se arma con barras de acero inoxidable, reduciendo el recubrimiento a 10 mm, aumentando la fisuración máxima a 0,3 mm (relajación de los requisitos de durabilidad que se citaron en el Capítulo 2), pero suponiendo que su módulo de elasticidad es de 170.000 N/mm<sup>2</sup>, la cuantía de armado obtenida es exactamente la misma.

## 9.2 EDIFICIO DE VIVIENDAS

### 9.2.1 INTRODUCCIÓN

La aplicación más interesante y con mayores beneficios a largo plazo de las armaduras de acero inoxidables es en estructuras de hormigón sometidas a ambientes con cloruros, como es el caso de los edificios situados a menos de 5 km de la costa.

Para realizar la estimación económica del sobre coste que supondría sustituir las armaduras de acero al carbono por otras de acero inoxidable, se ha diseñado un edificio de cuarenta viviendas (**fig. 9.2 a 9.5**) cuya estructura se supone en la Clase General de Exposición IIIa de acuerdo a la instrucción EHE-08.



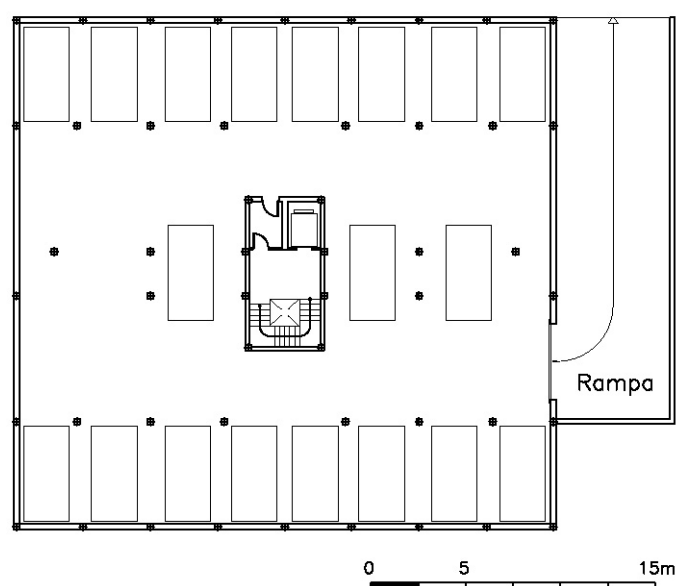
**Figura 9.2** Fachada principal del edificio de 40 viviendas diseñado para realizar la comparativa económica entre la utilización de armaduras de acero al carbono y acero inoxidable (E:1/200).

El edificio tiene parte de su estructura expuesta al exterior, como es la planta baja diáfana, las losas de las terrazas y los aleros; y el resto protegida por la albañilería, por lo que se valorará la opción de utilizar las armaduras de acero inoxidable en toda la estructura o sólo en las partes más expuestas. Además, se ha diseñado una planta sótano de aparcamiento, para considerar en la comparativa económica la opción de edificio con o sin planta sótano.

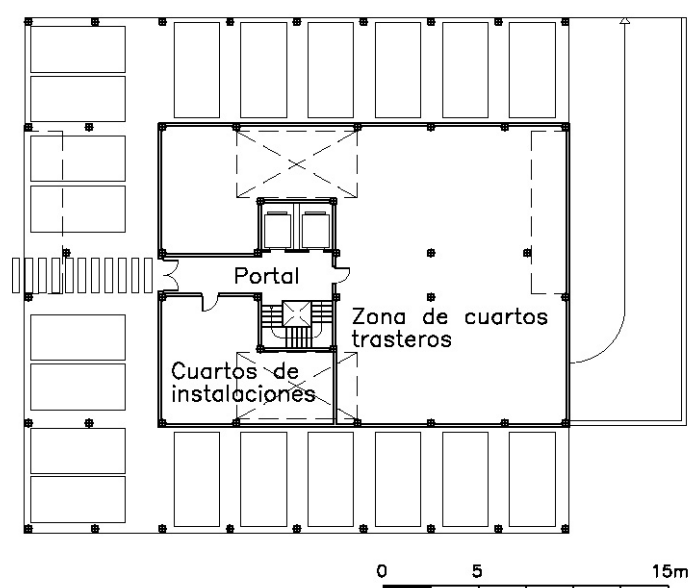
### 9.2.2 DATOS DE PARTIDA

El edificio, de 40 viviendas, tiene las siguientes características generales:

- Una planta sótano, una planta baja parcialmente diáfana, cinco plantas de viviendas iguales entre sí y la planta de cubierta plana.
- La planta sótano se destina completamente a aparcamiento. Una rampa exterior con un muro de contención de tierras permite el acceso de los vehículos.

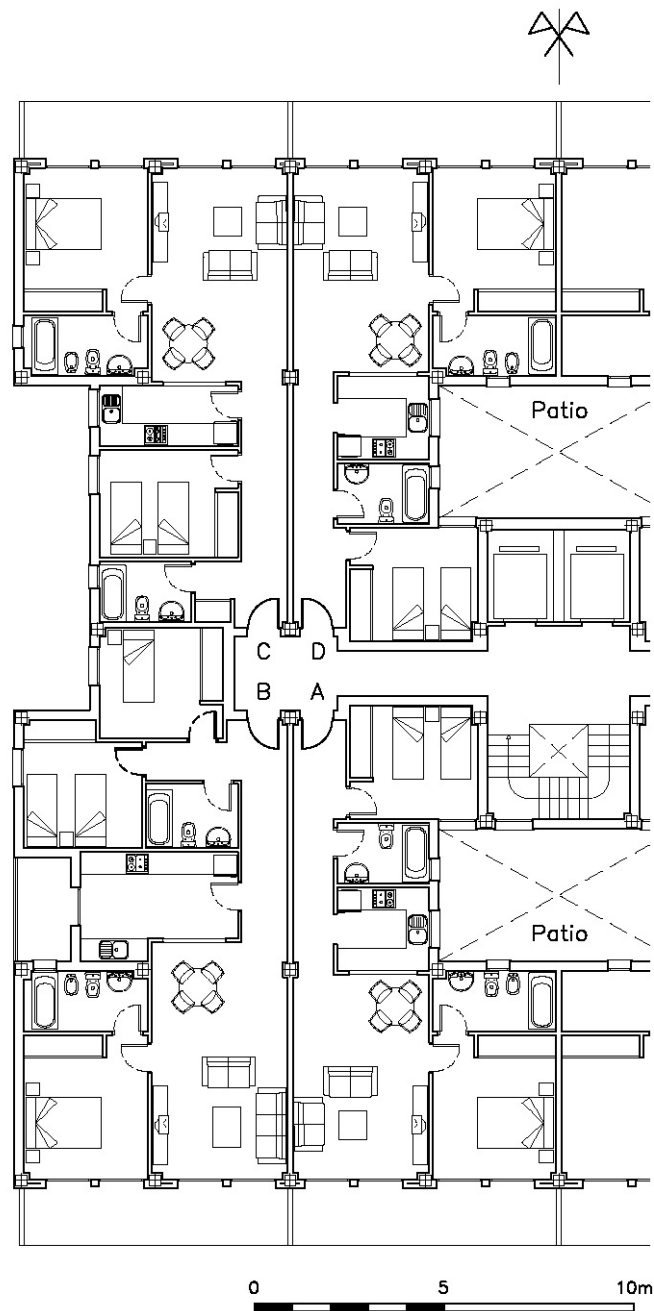


**Figura 9.3** Planta Sótano del edificio de 40 viviendas (E:1/400).



**Figura 9.3** Planta Baja del edificio de 40 viviendas (E:1/400).

- La planta baja tiene una parte diáfana, con plazas de aparcamiento al exterior, y otra parte cerrada con el zaguán de acceso, núcleo de comunicación vertical y zona de cuartos de instalaciones y trasteros.
- Cada planta de vivienda es simétrica respecto al núcleo de comunicación y tiene ocho viviendas. El edificio tiene un total de 40 viviendas, con una superficie construida media de 98 m<sup>2</sup> (sin repercutir el sótano). Cada vivienda dispone de una amplia terraza formada con losa armada.
- La estructura es de hormigón armado. Los forjados son unidireccionales 25+5 cm, de nervios "in situ" de 10 cm de ancho e interejos a 70 cm.



**Figura 9.4** Planta Tipo, de la 1ª a la 5ª, del edificio de 40 viviendas (E:1/200).

En la **Tabla 9.1** se adjunta el cuadro de superficies construidas computables y también de estructura y soleras, para realizar la comparativa económica según ambos parámetros (la superficie construida computable es importante desde el punto de vista de la promoción inmobiliaria, mientras que la superficie construida de estructura, es decir, de forjados y soleras, es importante desde el punto de vista del presupuesto del constructor).

**Tabla 9.1** Cuadro de superficies construidas del edificio de 40 viviendas objeto del estudio.

Planta	Edificio con sótano		Edificio sin sótano	
	m <sup>2</sup> construidos computables	m <sup>2</sup> construidos de estructura y solera (*)	m <sup>2</sup> construidos computables	m <sup>2</sup> construidos de estructura y solera (*)
Sótano	772	899	-	-
Baja	390	783	390	783
1ª a 5ª	3.525	3.957	3.525	3.957
Cubierta	-	705	-	705
Total	4.687	6.344	3.915	5.445

(\*) Incluye todos los forjados, incluso el de cubierta, y la superficie del sótano y la rampa.

Las mediciones de la estructura de hormigón, del edificio con y sin sótano, son las siguientes:

1.- Edificio con sótano:

Cimentación:

- Hormigón armado en zapatas y vigas riostras: 236 m<sup>3</sup>

Planta Sótano y rampa:

- Muro de hormigón de sótano, foso de ascensor y rampa: 383 m<sup>2</sup>

- Solera de hormigón con mallazo electrosoldado: 868 m<sup>2</sup>

- Hormigón armado en pilares exentos: 7 m<sup>3</sup>

Planta Baja:

- Forjado de planta baja expuesto al exterior: 393 m<sup>2</sup>

- Forjado de planta baja en interior: 390 m<sup>2</sup>

- Forjado de planta 1ª expuesto al exterior: 315 m<sup>2</sup>

- Hormigón armado en pilares exentos: 7 m<sup>3</sup>

- Hormigón armado en todos los pilares: 14 m<sup>3</sup>

Planta de Viviendas (medición por planta):

- Forjado de planta expuesto al exterior (terrazas cocina): 8 m<sup>2</sup>

- Forjado de planta en interior: 697 m<sup>2</sup>

- Hormigón armado en losas de terrazas al exterior: 17,2 m<sup>3</sup>

Planta de Cubierta:

- Forjado de planta completo: 705 m<sup>2</sup>

- Hormigón armado en losa de alero: 10 m<sup>3</sup>

2.- Edificio sin sótano (sólo las mediciones que presentan cambios):

Cimentación:

- Hormigón armado en zapatas y vigas riostras: 143 m<sup>3</sup>

Planta Baja:

- Muro de hormigón en foso de ascensor: 7,5 m<sup>2</sup>

- Solera de hormigón con mallazo electrosoldado: 783 m<sup>2</sup>

Para los diferentes elementos estructurales, se han tomado las siguientes cuantías medias de armado (cálculos propios y [Calvo Beato, F.; 1999]):

- Zapatas y vigas riostras: 40 kg/m<sup>3</sup>
- Muros: 18 kg/m<sup>2</sup>

- Pilares:	80 kg/m <sup>3</sup>
- Mallazo de soleras:	1,4 kg/m <sup>2</sup>
- Forjados in situ:	3 kg/m <sup>2</sup>
- Jácenas planas:	180 kg/m <sup>3</sup>
- Zunchos:	75 Kg/m <sup>3</sup>
- Losas:	85 kg/m <sup>3</sup>

Se considerarán 0,05 m<sup>3</sup> de hormigón armado en jácenas y 0,01 m<sup>3</sup> en zunchos por cada m<sup>2</sup> de forjado.

### 9.2.3 COMPARATIVAS ECONÓMICAS

En base a los datos expuestos, se han considerado cuatro casos posibles:

#### 1.- Edificio con sótano y sustitución parcial de las armaduras por inoxidable:

La opción más recomendada por su menor coste, para alargar la vida útil de la estructura de hormigón y eliminar las tareas de mantenimiento y reparación por corrosión de armaduras, es sustituir solamente las armaduras de acero al carbono de los elementos estructurales expuestos al ambiente exterior por armaduras de acero inoxidable.

Operando, se obtienen las siguientes cantidades de acero a sustituir:

- Cimentación (completa):	9.440 kg	
- Muros de sótano (todos):	6.894 kg	
- Pilares exentos (plantas sótano y baja):	1.120 kg	
- Soleras armadas (todas):	1.215 kg	
- Forjados expuestos al exterior:	2.220 kg	
- Jácenas y zunchos al exterior:	7.215 kg	
- Losas (terrazas salones y alero):	8.160 kg	Total: 36.264 kg

Lo que supone una media de:

$$36.264 \text{ kg} / 4.687 \text{ m}^2 = 7,74 \text{ kg/m}^2 \text{ construido, es decir,}$$

$$36.264 \text{ Kg} / 6.344 \text{ m}^2 = 5,70 \text{ kg/m}^2 \text{ de estructura y solera.}$$

El sobrecoste total de esta opción, para cada uno de los tres grados de acero inoxidable estudiados, sería:

AISI 304:	36.264 kg (4,50 – 0,70 €/kg) = 137.803 €
AISI 2304:	36.264 kg (3,75 – 0,70 €/kg) = 110.605 €
AISI 2001:	36.264 kg (3,05 - 0,70 €/kg) = 85.220 €

Si se considera un coste medio de construcción, de la edificación completa, de 1.000 € por m<sup>2</sup> construido (PC: Presupuesto de Contrata, incluidos gastos generales y beneficio industrial, sin IVA), la sustitución parcial de las armaduras de acero al carbono por las austeníticas AISI 304 supone un 137.803/4.687.000 = 2,94% de sobrecoste, las dúplex AISI 2304 un 2,36%, y las dúplex de bajo contenido en níquel AISI 2001 un 1,82%.

En la **Tabla 9.2** se resumen los datos de los sobrecostes con las repercusiones por superficie construida y de estructura, por vivienda y sobre el PC.

**Tabla 9.2** Sobrecoste y su repercusión, de la sustitución parcial de las armaduras de acero al carbono por otras de acero inoxidable en el edificio de apartamentos con planta de sótano.

Acero inoxidable	Sobrecoste total [€]	Repercusión por m <sup>2</sup> construido [€]	Repercusión por m <sup>2</sup> de estructura y solera [€]	Repercusión por vivienda [€]	Repercusión sobre PC [€]
AISI 304	137.803	29,4	21,7	3.445	2,94
AISI 2304	110.605	23,6	17,4	2.765	2,36
AISI 2001	85.220	18,2	13,4	2.130	1,82

## 2.- Edificio con sótano y sustitución total de las armaduras por inoxidable:

En el supuesto de sustituir todo el acero corrugado de la estructura por inoxidable, la medición de kilos de armadura a cambiar quedaría de la siguiente forma:

- Cimentación:	9.440 kg	
- Muros de sótano:	6.894 kg	
- Soleras armadas:	1.215 kg	
- Pilares:	7.040 kg	
- Forjados:	15.039 kg	
- Jácenas y zunchos:	48.877 kg	
- Losas:	8.160 kg	Total: 96.665 kg

Lo que supone una media de:

$$96.665 \text{ kg} / 4.687 \text{ m}^2 = 20,62 \text{ kg/m}^2 \text{ construido, ó}$$

$$96.665 \text{ Kg} / 6.344 \text{ m}^2 = 15,24 \text{ kg/m}^2 \text{ de estructura y solera.}$$

El sobrecoste de esta opción sería:

$$\text{AISI 304: } 96.665 \text{ kg} (4,50 - 0,70 \text{ €/kg}) = 367.327 \text{ €}$$

$$\text{AISI 2304: } 96.665 \text{ kg} (3,75 - 0,70 \text{ €/kg}) = 294.828 \text{ €}$$

$$\text{AISI 2001: } 96.665 \text{ kg} (3,05 - 0,70 \text{ €/kg}) = 227.163 \text{ €}$$

Para un PC de 1.000 €/m<sup>2</sup> construido, la sustitución total de las armaduras de acero al carbono por las austeníticas AISI 304 supone un  $(367.327/4.687.000=)$  7,84% de sobrecoste, las dúplex AISI 2304 un 6,29%, y las dúplex AISI 2001 un 4,85%.

En la **Tabla 9.3** se resumen los datos de los sobrecostes y las repercusiones.

**Tabla 9.3** Sobrecoste y su repercusión, de la sustitución total de las armaduras de acero al carbono por otras de acero inoxidable en el edificio de apartamentos con planta de sótano.

Acero inoxidable	Sobrecoste total [€]	Repercusión por m <sup>2</sup> construido [€]	Repercusión por m <sup>2</sup> de estructura y solera [€]	Repercusión por vivienda [€]	Repercusión sobre PC [€]
AISI 304	367.327	78,4	57,9	9.183	7,84
AISI 2304	294.828	62,9	46,5	7.371	6,29
AISI 2001	227.163	48,5	35,8	5.679	4,85

### 3.- Edificio sin sótano y sustitución parcial de las armaduras por inoxidable:

Si se considera el edificio sin planta de sótano, la cantidad mínima recomendable de acero corrugado a cambiar por acero inoxidable sería:

- Cimentación:	5.720 kg	
- Pilares exentos:	560 kg	
- Muros (foso ascensor):	135 kg	
- Soleras armadas:	1.096 kg	
- Forjados al exterior:	1.041 kg	
- Jácenas y zunchos al exterior:	3.383 kg	
- Losas:	8.160 kg	Total: 20.095 kg

Lo que supone una media de  $20.095 \text{ kg} / 3.915 \text{ m}^2 = 5,13 \text{ kg/m}^2$  construido, es decir,  $20.095 \text{ kg} / 5.445 \text{ m}^2 = 3,69 \text{ kg/m}^2$  de estructura y solera.

El sobrecoste de esta opción será:

AISI 304:	20.095 kg (4,50 - 0,70 €/kg) = 76.361 €
AISI 2304:	20.095 kg (3,75 - 0,70 €/kg) = 61.290 €
AISI 2001:	20.095 kg (3,05 - 0,70 €/kg) = 47.223 €

Para un PC de 1.000 €/m<sup>2</sup> construido, la sustitución parcial de las armaduras de acero al carbono por las austeníticas AISI 304 supone un  $(76.361/3.915.000=)$  1,95% de sobrecoste, las dúplex AISI 2304 un 1,57%, y las dúplex AISI 2001 un 1,21%.

En la **Tabla 9.4** se resumen los datos de los sobrecostes y sus repercusiones.

**Tabla 9.4** Sobrecoste y su repercusión, de la sustitución parcial de las armaduras de acero al carbono por otras de acero inoxidable en el edificio de apartamentos sin planta de sótano.

Acero inoxidable	Sobrecoste total [€]	Repercusión por m <sup>2</sup> construido [€]	Repercusión por m <sup>2</sup> de estructura [€]	Repercusión por vivienda [€]	Repercusión sobre PC [€]
AISI 304	76.361	19,5	14,1	1.909	1,95
AISI 2304	61.290	15,7	11,3	1.532	1,57
AISI 2001	47.223	12,1	8,7	1.181	1,21

### 4.- Edificio sin sótano y sustitución total de las armaduras por inoxidable:

En este caso, la medición de la sustitución completa de armaduras por acero inoxidable sería:

- Cimentación:	5.720 kg	
- Muros (foso ascensor):	135 kg	
- Soleras armadas:	1.096 kg	
- Pilares:	6.480 kg	
- Forjados:	12.690 kg	
- Jácenas y zunchos al exterior:	41.242 kg	
- Losas:	8.160 kg	Total: 75.523 kg



Lo que supone una media de  $75.523 \text{ kg} / 3.915 \text{ m}^2 = 19,29 \text{ kg/m}^2$  construido, es decir,  $75.523 \text{ kg} / 5.445 \text{ m}^2 = 13,87 \text{ kg/m}^2$  de estructura y solera.

El sobrecoste de esta opción será:

AISI 304:  $75.523 \text{ kg} (4,50 - 0,70 \text{ €/kg}) = 286.987 \text{ €}$

AISI 2304:  $75.523 \text{ kg} (3,75 - 0,70 \text{ €/kg}) = 230.345 \text{ €}$

AISI 2001:  $75.523 \text{ kg} (3,05 - 0,70 \text{ €/kg}) = 177.479 \text{ €}$

Para un PC de  $1.000 \text{ €/m}^2$  construido, la sustitución total de las armaduras de acero al carbono por las austeníticas AISI 304 supone un  $(286.987/3.915.000=)$  7,33% de sobrecoste, las dúplex AISI 2304 un 5,88%, y las dúplex AISI 2001 un 4,53%.

En la **Tabla 9.5** se resumen los datos obtenidos.

**Tabla 9.5** Sobrecoste y su repercusión, de la sustitución total de las armaduras de acero al carbono por otras de acero inoxidable en el edificio de apartamentos sin planta de sótano.

Acero inoxidable	Sobrecoste total [€]	Repercusión por $\text{m}^2$ construido [€]	Repercusión por $\text{m}^2$ de estructura [€]	Repercusión por vivienda [€]	Repercusión sobre PC [€]
AISI 304	286.987	73,3	52,7	7.175	7,33
AISI 2304	230.345	58,8	42,3	5.759	5,88
AISI 2001	177.479	45,3	32,6	4.437	4,53

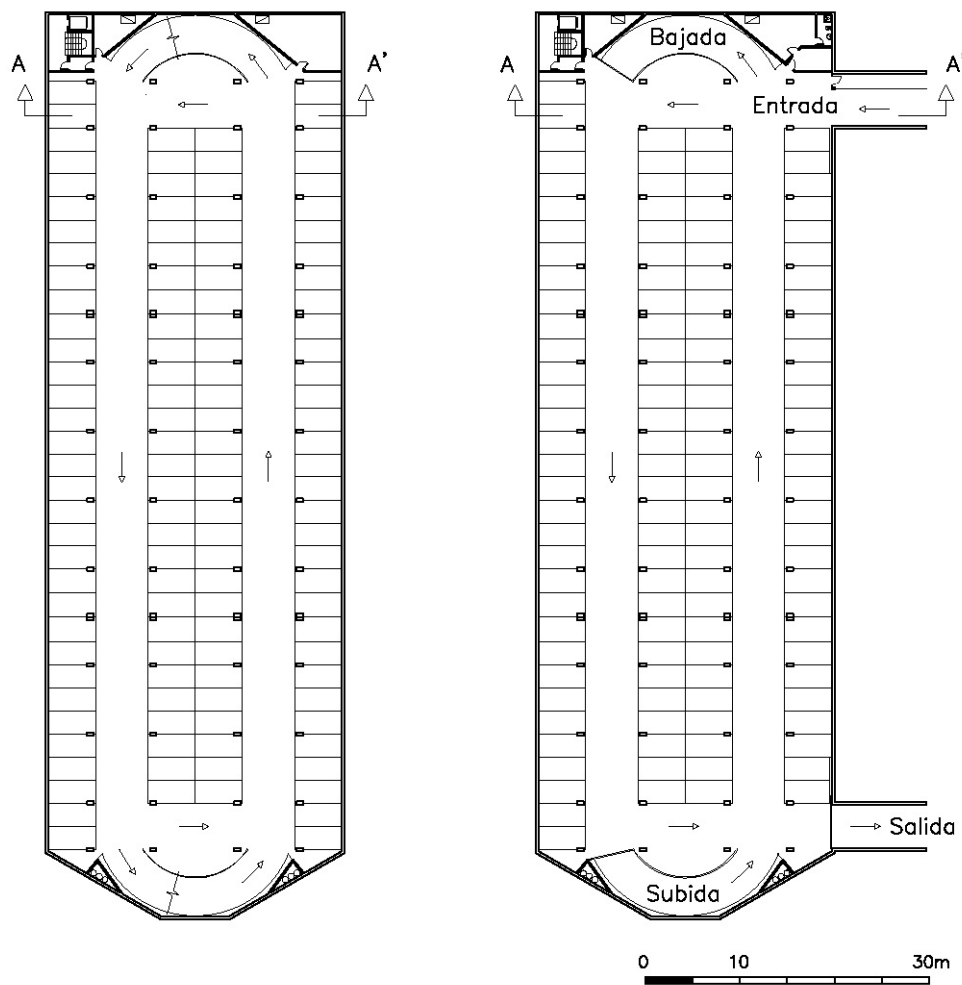
## 9.3 APARCAMIENTO SUBTERRÁNEO

### 9.3.1 DATOS DE PARTIDA

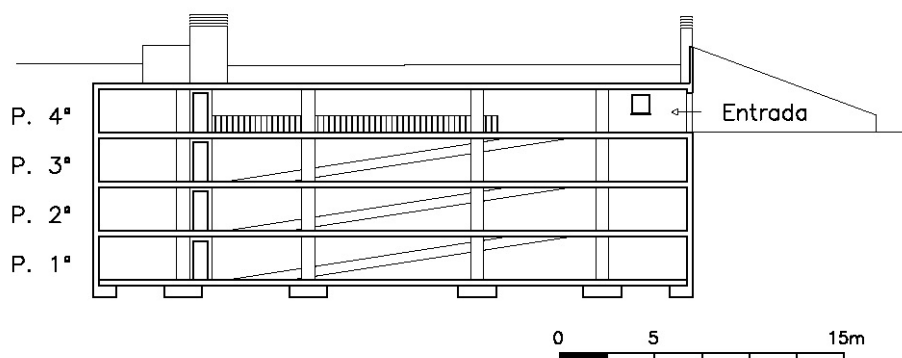
Para realizar una estimación económica del coste que supondría sustituir las armaduras de acero al carbono por otras de acero inoxidable, en la estructura de hormigón de un aparcamiento subterráneo, se ha diseñado uno de las siguientes características (**fig. 9.5 y 9.6**):

- Aparcamiento para 500 plazas distribuidas en cuatro plantas subterráneas.
- Accesos de vehículos y peatonales a nivel de la planta superior.
- El aparcamiento dispone de rampas de bajada y subida independientes, núcleo de comunicación vertical para peatones con caja de escaleras y un ascensor, conserjería para vigilancia, cuartos de instalaciones y almacenes varios.
- Muros perimetrales de 30 cm de espesor (20 cm los muros de contención de tierras en los accesos al garaje), forjado reticular de canto 25+5, interejos 80x80 cm, y rampas de acceso de losa armada de 20 cm de espesor.
- La superficie total construida es de  $11.770,30 \text{ m}^2$ , es decir  $23,54 \text{ m}^2/\text{plaza}$ .

En este caso, sólo se considera el cambio total de las armaduras de acero al carbono por las de acero inoxidable, puesto que tanto las armaduras de los elementos estructurales que están en contacto con el terreno como las de aquellos que quedan en el interior expuestos al ambiente con  $\text{CO}_2$  son susceptibles de ataque por corrosión.



**Figura 9.5** Plantas Tipo (1ª a 3ª) y Planta de Acceso (4ª) del aparcamiento subterráneo diseñado para realizar la comparativa económica entre la utilización de armaduras de acero al carbono y acero inoxidable (E:1/800).



**Figura 9.6** Sección transversal A-A' del aparcamiento subterráneo.

Las mediciones de la estructura propuesta son las siguientes:

- Cimentación: zapatas y vigas riostras:	295 m <sup>3</sup>
- Muros de hormigón:	788 m <sup>3</sup>
- Soleras de hormigón con mallazo electrosoldado:	2.947 m <sup>2</sup>
- Hormigón armado en pilares:	124 m <sup>3</sup>
- Forjado reticular cuatro niveles:	11.025 m <sup>2</sup>
- Losas inclinadas en rampas:	508 m <sup>2</sup>

Las cuantías medias de armado consideradas para los diferentes elementos estructurales son las siguientes:

- Zapatas y vigas riostras:	40 kg/m <sup>3</sup>
- Muros:	80 kg/m <sup>3</sup>
- Pilares:	80 kg/m <sup>3</sup>
- Mallazo de soleras:	1,4 kg/m <sup>2</sup>
- Forjado reticular:	15 kg/m <sup>2</sup>
- Losas inclinadas:	100 kg/m <sup>3</sup>

### 9.3.2 COMPARATIVA ECONÓMICA

Operando, la cantidad total de armaduras necesarias para la estructura son:

- Cimentación:	11.800 kg	
- Muros:	63.040 kg	
- Pilares:	9.920 kg	
- Soleras:	4.126 kg	
- Forjados reticulares:	165.375 kg	
- Losas:	10.160 kg	Total: 264.421 kg

Lo que supone una media de  $264.421 \text{ kg} / 11.770,30 \text{ m}^2 = 22,47 \text{ kg/m}^2$  construido, es decir,  $264.421 \text{ kg} / 500 \text{ pzas.} = 529 \text{ kg}$  por plaza de aparcamiento.

El sobrecoste del cambio total de las armaduras de acero al carbono, por armaduras de acero inoxidable de cada grado será:

AISI 304:  $264.421 \text{ kg} (4,50 - 0,70 \text{ €/kg}) = 1.004.800 \text{ €}$

AISI 2304:  $264.421 \text{ kg} (3,75 - 0,70 \text{ €/kg}) = 806.484 \text{ €}$

AISI 2001:  $264.421 \text{ kg} (3,05 - 0,70 \text{ €/kg}) = 621.389 \text{ €}$

En la **Tabla 9.6** se resumen los datos de los sobrecostes con las repercusiones por superficie construida y por unidad de plaza de aparcamiento.

**Tabla 9.6** Sobrecoste y su repercusión, de la sustitución total de las armaduras de acero al carbono por otras de acero inoxidable en el aparcamiento subterráneo.

Acero inoxidable	Sobrecoste total [€]	Repercusión por m <sup>2</sup> construido [€]	Repercusión por plaza [€]
AISI 304	1.004.800	85,4	2.010
AISI 2304	806.484	68,5	1.613
AISI 2001	621.389	52,8	1.243

## 9.4 CONCLUSIONES

Las conclusiones de la comparativa económica se resumen así:

- La utilización de las armaduras de acero inoxidable en España es muy escasa, y se limita a casos puntuales en edificación y en obra civil. La producción nacional casi al completo de este tipo de armaduras se exporta al extranjero, concretamente a países del Golfo Pérsico. El motivo es sin duda el alto precio que alcanzan, en comparación con las armaduras de acero al carbono, porque las ventajas de durabilidad no se cuestionan.

La aparición de nuevas armaduras dúplex con bajo contenido en níquel, de precio más competitivo, hace que se deba de valorar su utilización en construcciones y edificaciones en ambientes sometidos a cloruros, como son los edificios en la costa.

- En el edificio de viviendas estudiado, para el caso más interesante que sería el de la sustitución parcial de las armaduras de acero al carbono por las de acero dúplex de bajo contenido en níquel AISI 2001 en los elementos más expuestos de la estructura de hormigón, el coste total de construcción del edificio se incrementa sólo el 1,81% si el edificio tiene sótano, y el 1,21% si no lo tiene.

Desde el punto de vista de la promoción inmobiliaria, parece evidente que se puede asumir ese sobrecoste teniendo en cuenta la mejora en la durabilidad que se logra en el edificio. Sin embargo, creemos que sólo la inclusión en la normativa vigente de la recomendación de uso de las armaduras de acero inoxidable, para los elementos estructurales expuestos a la niebla salina en los edificios situados a menos de 5 km de la costa, puede generalizar su aplicación.

En cambio, la sustitución total de las armaduras de acero al carbono por las de acero inoxidable, incluso las de bajo coste, en los casos estudiados del edificio de viviendas, supone un sobrecoste (que en todo caso no supera el 5% del presupuesto de ejecución material) que no parece asumible desde el punto de vista de la construcción ni de la promoción inmobiliaria, por lo que no creemos que esta opción pueda aplicarse en los próximos años, salvo para casos muy justificados y puntuales, como son las obras singulares o públicas, las situadas en zonas de mareas o la expuestas a ambientes marinos especialmente agresivos (los de mayores concentraciones de salinidad en la superficie).

- Respecto al aparcamiento subterráneo, el sobrecoste que supone la sustitución total de las armaduras de acero al carbono por las nuevas dúplex AISI 2001 también es elevado y no parece una opción a considerar salvo en casos especiales. Un sobrecoste de más de 1.200 € por plaza sólo sería asumible desde el punto de vista de la promoción privada si la estructura se encontrara en un ambiente especialmente agresivo. También podría ser interesante para el caso de obra pública, por el ahorro a largo plazo que supondría la no necesidad de obras de mantenimiento y reparación.

- En todos los casos estudiados, la diferencia de coste entre las armaduras de acero inoxidable dúplex de bajo contenido en níquel AISI 2001 y las tradicionales de acero inoxidable austenítico AISI 304 o las dúplex AISI 2304 es tan importante que, teniendo en cuenta el buen comportamiento frente a la corrosión por iones cloruros de aquellas, es de prever que en los próximos años sean el tipo elegido para las estructuras de hormigón expuestas a ambientes agresivos en edificación y en obra civil en España.

## Capítulo 10

# CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

### 10.1 CONCLUSIONES FINALES

La evolución de la construcción y de las normativas de las estructuras de hormigón armado ha pasado durante el siglo XX, periodo en el que dicho material ha sido hegemónico, por dos fases bien diferenciadas, la primera consistente en desarrollar y perfeccionar los conocimientos de cálculo y ejecución, y la segunda en aplicar los esfuerzos técnicos y de investigación en aumentar la vida útil de las estructuras.

Las armaduras de acero inoxidable han demostrado que prolongan la vida útil de las estructuras de hormigón hasta compensar su superior coste respecto a las de acero al carbono, al menos en las obras de ingeniería situadas en la costa y en los puentes de carretera donde es frecuente la utilización de las sales de deshielo, obras públicas que valoran el ciclo de vida de la estructura y no el beneficio a corto plazo. Tal vez por eso, la utilización de dichas armaduras en edificación es muy esporádica en España.

El mejor conocimiento de las características de este tipo de armado por parte de los proyectistas y constructores puede incrementar su uso, beneficiándose de sus buenas propiedades de resistencia a la corrosión. Sin embargo, creemos que sólo la inclusión en la normativa del uso obligatorio de las armaduras de acero inoxidable en los elementos estructurales más expuestos a la corrosión, como es el caso de los edificios situados a menos de 5km de la costa que tienen parte de su estructura expuesta a la niebla salina, puede generalizar su utilización.

Como en la instrucción EHE-08 se distinguen, para edificación, dos periodos mínimos a cumplir para la vida útil de la estructura, 50 y 100 años, entre los que debe optar la Propiedad y fijar previamente en el proyecto, un primer paso podría ser incluir en la norma la recomendación del empleo de armaduras de acero inoxidable, para los casos de exposición citados, en la construcción de edificios catalogados en la opción de 100 años de vida útil, de forma que comercialmente se puedan vender estas edificaciones con una característica singular y una clara ventaja de durabilidad, tasada en el proyecto y con el respaldo de la normativa, lo que permitiría recuperar la mayor inversión inicial en la construcción por los costes del material.

De esta forma, el propietario final del inmueble se beneficia a largo plazo por el ahorro de costes de mantenimiento y reparación, recuperando también su mayor inversión inicial y, si se incrementa progresivamente el parque de edificaciones con este tipo de

armado, los beneficios alcanzan al resto de la sociedad al promover la edificación sostenible, más respetuosa con el medio ambiente.

Las conclusiones finales de la tesis se resumen a continuación agrupadas en tres bloques: el primero referente a las características mecánicas y del comportamiento estructural, el segundo a las comparativas de la resistencia a la corrosión por cloruros y el tercero al estudio económico.

- 1. Las conclusiones del estudio de las características mecánicas y del comportamiento estructural de las barras corrugadas de los aceros inoxidable austenítico EN 1.4301 (AISI 304), dúplex EN 1.4362 (AISI 2304) y dúplex de bajo contenido en níquel EN 1.4482 (AISI 2001), y su comparación con las de acero al carbono B-500-SD, son las siguientes:

- Las armaduras de acero inoxidable laminadas en caliente tienen resistencias en el límite elástico y de rotura similares a las armaduras de acero al carbono. Sin embargo, las armaduras de acero inoxidable alcanzan valores de deformación máxima que llegan a duplicar los valores de las armaduras de acero al carbono, lo que se traduce en que presentan una ductilidad muy superior. Según el concepto de acero equivalente, la capacidad de rotación que tiene una viga armada con barras corrugadas de acero al carbono de alta ductilidad B-500-SD se multiplica por 2,2 veces si se arma con barras de acero inoxidable y, para algunos diámetros, se triplica.

- Las armaduras de acero inoxidable laminadas en frío presentan valores de resistencia en el límite elástico hasta un 50% superior a los valores de las armaduras equivalentes de acero al carbono, y valores de resistencia máxima un 14% superior. Sin embargo, la deformación máxima alcanzada por las barras de acero inoxidable, 6,31% de media, es inferior a la obtenida por las barras de acero al carbono, de forma que no alcanzan los requisitos que establece la instrucción EHE-08 para las armaduras con características especiales de ductilidad SD y, catalogadas como armaduras de clase S, no pueden ser suministradas en rollo, sólo en barra.

- Las armaduras de acero inoxidable ensayadas, laminadas en caliente o en frío, tienen un módulo de elasticidad inferior que las de acero al carbono. Se recomienda el valor de  $170.000 \text{ N/mm}^2$  como el mínimo garantizado para realizar los cálculos relativos al Estado Límite Último (ELU) y Estado Límite de Servicio (ELS), especialmente los referentes al cálculo de deformaciones y de abertura de fisura máxima en el hormigón.

- El menor valor del módulo de elasticidad contrarresta la ventaja que supone para las armaduras de acero inoxidable el poder relajar las medidas de durabilidad del hormigón, como son la disminución (entre 10 y 15 mm) de los espesores del recubrimiento necesario y el aumento (en 0,1 mm) de la abertura característica de fisura máxima permitida, de forma que no se produce ahorro en la cuantía de armado de los elementos estructurales cuando se tiene en cuenta en los cálculos.

- Las secciones de hormigón sometidas a flexión y armadas con barras corrugadas de acero inoxidable, presentan una ductilidad inferior que las armadas con barras de acero B-500-SD, entendida la ductilidad de la sección como el cociente entre la curvatura última y la curvatura elástica que puede alcanzar, debido a que las armaduras de acero inoxidable tienen un módulo de elasticidad inferior y a pesar de su mayor ductilidad respecto a las de acero al carbono.

- Para valorar la alta ductilidad que tienen las armaduras de acero inoxidable laminadas en caliente, sin perjuicio de su menor módulo de elasticidad, se define el

concepto de ductilidad de la sección a rotura como el cociente entre la curvatura última de rotura y la curvatura elástica. La curvatura última de rotura se define como la curvatura teórica que alcanza la sección cuando sus armaduras llegan a la deformación máxima, y se corresponde con el denominado momento último de rotura. Es decir, la ductilidad de la sección a rotura no se limita a la deformación máxima del 10‰ en el acero y tiene en cuenta su comportamiento mecánico en todo el ensayo de tracción. Pues bien, las secciones de hormigón armadas con barras corrugadas de acero inoxidable laminadas en caliente tienen una ductilidad a rotura que duplica y, a veces triplica, la de las secciones armadas con acero al carbono.

- El comportamiento, a nivel de pieza, del hormigón armado con barras corrugadas de acero inoxidable dúplex, se corresponde con las características mecánicas y de ductilidad de dichas armaduras, y es diferente al comportamiento del hormigón armado con barras corrugadas de acero al carbono, que tiene diferentes características mecánicas y de ductilidad que las de acero inoxidable.

- Los cálculos estructurales teóricos relativos a ELU y ELS de los elementos de hormigón armados con barras de acero inoxidable se pueden realizar con las mismas formulaciones y reglas que recoge la instrucción EHE-08 para los armados con barras de acero al carbono, teniendo sólo en cuenta que tienen un menor módulo de elasticidad.

- 2. Las conclusiones del estudio sobre el comportamiento frente a la corrosión por cloruros de las nuevas armaduras de acero inoxidable dúplex de bajo contenido en níquel EN 1.4482 (AISI 2001) y su comparación con las conocidas austeníticas EN 1.4301 (AISI 304) y dúplex EN 1.4362 (AISI 2304), son las siguientes:

- Las nuevas armaduras de acero inoxidable dúplex de bajo contenido en níquel, embebidas en probetas de mortero contaminado con hasta un 4% de  $\text{Cl}^-$  en peso de cemento y sometidas a una humedad relativa del 95%, durante un periodo de 20 meses, presentan una velocidad de corrosión similar al de sus homólogas de acero austenítico AISI 304 y dúplex AISI 2304. En todos los casos, los valores registrados de potencial de corrosión y de densidad de corriente de corrosión indican el estado pasivo de las armaduras.

- El mismo comportamiento de resistencia a la corrosión por cloruros, se ha obtenido cuando las probetas de mortero se han mantenido parcialmente sumergidas, durante un año, en una solución tampón con un pH 9 para carbonatar el mortero, no apreciándose diferencias entre las armaduras de los tres aceros inoxidables.

- La técnica de pulsos potencioestáticos es un método electroquímico cuantitativo que permite determinar los valores de densidad de corriente de corrosión de las armaduras embebidas en probetas de mortero con una precisión similar a los obtenidos por el método de resistencia de polarización, con la ventaja de que no es necesario conocer la superficie de acero expuesto y, por lo tanto, es una técnica que se puede aplicar a la medición de la corrosión de las armaduras de las estructuras de hormigón in situ.

- 3. El estudio económico del sobre coste que supone la utilización de armaduras de acero inoxidable, en la estructura de hormigón de un edificio de cuarenta viviendas y en la de un aparcamiento subterráneo de quinientas plazas, situados frente a la costa, en lugar de las tradicionales de acero al carbono, arroja las siguientes conclusiones:

- La opción más interesante y viable de las consideradas para el edificio de viviendas, es la utilización de las nuevas armaduras de acero inoxidable dúplex de bajo

contenido en níquel EN 1.4482 (AISI 2001) en los elementos estructurales de la cimentación y de los que quedan expuestos al ambiente exterior (IIIa), dejando el resto de la estructura armada con acero al carbono. En este caso, el coste total de construcción del edificio (incluido ejecución material, gastos generales y beneficio industrial) se incrementa sólo entre el 1,2 y el 1,8%, dependiendo de si el edificio carece de planta sótano o no.

- Dichos porcentajes se multiplican por 1,3 si se eligen armaduras de acero inoxidable dúplex EN 1.4362 (AISI 2304), y por 1,6 si se utilizan armaduras de acero austenítico EN 1.4301 (AISI 304).

- En el caso de la estructura para el aparcamiento subterráneo, si se sustituyen el total de las armaduras de acero al carbono por unas de acero inoxidable, la repercusión por plaza de aparcamiento es aproximadamente de 1.200 € si se opta por las de acero dúplex de bajo contenido en níquel.

En resumen, la nueva armadura de acero inoxidable de bajo contenido en níquel, la AISI 2001 (EN 1.4482), es perfectamente válida para el armado de las estructuras de hormigón teniendo en cuenta que proporciona mayor ductilidad a los elementos estructurales que las tradicionales de acero al carbono B-500-SD, entre dos y tres veces; que tienen un inferior valor del módulo de elasticidad, estimado en  $170.000 \text{ N/mm}^2$ , que se debe considerar en los cálculos en estado límite de servicio; que ese menor valor del módulo contrarresta el ahorro de armadura por la ventaja que supone la posible relajación de las medidas de durabilidad en el hormigón; y que su comportamiento frente a la corrosión por cloruros, en los primeros 20 meses de vida, es similar a la de las conocidas armaduras de acero inoxidable austenítico AISI 304 y dúplex AISI 2304.

## 10.2 FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

Para confirmar los datos expuestos respecto a las características mecánicas de las armaduras de acero inoxidable, especialmente el referido al valor de su módulo de elasticidad, es necesario ampliar el número de ensayos realizados, en cuanto al número de probetas y en cuanto a los diámetros de barra ensayados.

Igualmente es necesario ampliar el número de vigas de hormigón ensayadas a flexión, con las mismas y diferentes cuantías de armado, para confirmar los resultados obtenidos.

Está previsto que se continúen con las mediciones electroquímicas, de las armaduras de acero inoxidable embebidas en probetas de mortero fabricadas para estudiar su resistencia a la corrosión por cloruros, hasta que se obtengan diferencias de comportamiento entre los tres aceros.

Respecto a las probetas sumergidas parcialmente en la solución tampón, pasado este primer año de vida, se someterán a ciclos alternos de secado e inmersión para observar los cambios producidos.

En todos los casos, mediante la técnica de espectroscopia de impedancia electroquímica (EIS) se estudiarán los procesos de interfase que tienen lugar en la capa pasiva y se analizarán los factores que influyen en ella. Cuando finalice el periodo de estudio, se extraerán las armaduras de las probetas para cuantificar el proceso de corrosión por gravimetría y caracterizar la composición de la capa pasiva mediante espectroscopia fotoelectrónica de rayos X (XPS).



## BIBLIOGRAFÍA

ABREU, C.M. CRISTÓBAL, M.J., MONTEMOR, M.F., NÓVOA, X.R., PENA, G., PÉREZ, M.C. (2002): "Galvanic coupling between carbon steel and austenitic stainless steel in alkaline media". *Electrochimica Acta*, 47, 2271-2279.

AENOR (1993): *UNE-ENV 1992-1-1: EUROCÓDIGO 2 Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación*. Madrid: Asociación Española de Normalización y Certificación.

AENOR (1994): *UNE 36-067-94 Alambres corrugados de acero inoxidable austenítico para armaduras de hormigón armado*. Madrid: Asociación Española de Normalización y Certificación.

AENOR (1998 a): *EN 1998-1: EUROCÓDIGO 8 Proyecto de estructuras frente a sismo. Parte 1: Reglas generales, acciones sísmicas y reglas para edificación*. Madrid: Asociación Española de Normalización y Certificación.

AENOR (1998 b): *UNE 36420 Determinación del alargamiento bajo carga máxima en productos de acero para armaduras de hormigón armado*. Madrid: Asociación Española de Normalización y Certificación.

AENOR (2001): *UNE-EN 10020 Definición y clasificación de los tipos de aceros*. Madrid: Asociación Española de Normalización y Certificación.

AENOR (2004): *UNE 36745:2004 Método de ensayo para determinar el módulo de elasticidad en armaduras de acero para hormigón*. Madrid: Asociación Española de Normalización y Certificación.

AENOR (2005): *UNE-EN 196-1 Métodos de ensayo de cementos. Parte I: Determinación de resistencias mecánicas*. Madrid: Asociación Española de Normalización y Certificación.

AENOR (2006 a): *UNE-EN 10088-1 Aceros inoxidables. Parte I: Relación de aceros inoxidables*. Madrid: Asociación Española de Normalización y Certificación.

AENOR (2006 b): *UNE-EN ISO 6507-1 Materiales metálicos. Ensayo de dureza Vickers. Parte I: Método de ensayo*. Madrid: Asociación Española de Normalización y Certificación.

AENOR (2008 a): *UNE-EN 10088-2 Aceros inoxidables. Parte II: Condiciones técnicas de suministro para chapas y bandas de acero resistentes a la corrosión para usos generales*. Madrid: Asociación Española de Normalización y Certificación.

AENOR (2008 b): *UNE-EN 10088-3 Aceros inoxidables. Parte III: Condiciones técnicas de suministro para productos semi acabados, barras, alambrón, alambre, perfiles y productos calibrados de aceros resistentes a la corrosión para usos generales*. Madrid: Asociación Española de Normalización y Certificación.

AENOR (2010): *UNE-ENV 1992-1-1: EUROCÓDIGO 2 Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación*. Madrid: Asociación Española de Normalización y Certificación.

AENOR (2011 a): *EN 1998-1: EUROCÓDIGO 8 Proyecto de estructuras frente a sismo. Parte 1: Reglas generales, acciones sísmicas y reglas para edificación*. Madrid: Asociación Española de Normalización y Certificación.

AENOR (2011 b): *UNE-EN ISO 15630-1 Aceros para el armado y el pretensado del hormigón. Métodos de ensayo. Parte I: Barras, alambres y alambrón para hormigón armado*. Madrid: Asociación Española de Normalización y Certificación.

AENOR (2011 c): *UNE-EN 197-1 Cemento. Parte I: Composición, especificaciones y criterios de conformidad de los cementos comunes*. Madrid: Asociación Española de Normalización y Certificación.

ALONSO, C., ANDRADE, C., CASTELLOTE, M. y CASTRO, P. (2000): "Chloride threshold values to despassivate reinforcing bars embedded in a standardized OPC mortar". *Cement and Concrete Research*, 30, 1047-1055.

ÁLVAREZ, M.G. y GALVELE, J.R. (1984): "The mechanism of pitting of high purity iron in NaCl solutions". *Corrosion Science*, 24, 27-48.

ÁLVAREZ, S.M., BAUTISTA, A. y VELASCO, F. (2011): "Corrosion behaviour of corrugated lean duplex stainless steels in simulated concrete pore solutions". *Corrosion Science*, 53, 1748-1755.

AMEER, M.A., FEKRY, A.M. y HEAKAL, F.E. (2004): "Electrochemical behaviour of passive films on molybdenum-containing austenitic steels in aqueous solutions". *Electrochimica Acta*, 50, 43-49.

ANDRADE, C. (1984): "Corrosión localizada del acero en contacto con el hormigón". *Rev. Iberoamericana de corrosión y protección*, 15 (4), 27-34.

ANDRADE, C. y FELIU, S. (1989): *Manual inspección de obras dañadas por corrosión de armaduras*. Madrid: CSIC.

ANDRADE, C. y FELIU, S. (1991): *Corrosión y protecciones metálicas. Vol II*. Madrid: Consejo Superior de Investigaciones Científicas.

ANDRADE, C., ALONSO, C. y MOLINA, F.J. (1993): "Cover cracking as a function of bar corrosion. Part I: Experimental test". *Material Structural*, 26, 453.

ANDRADE, C. y ALONSO, C. (1996): "Corrosion rate monitoring in the laboratory and on-site". *Construction and Building Materials*, Vol. 10, Nº 5, 315-328.

ANDRADE, C., ALONSO, C. y SARRÍA, J. (2002): "Corrosion rate evolution in concrete structures exposed to the atmosphere". *Cement & Concrete Composites*, 24, 55-64.

- ANGST, U., ELSENER, B., LARSEN, C.K. y VENNESLAND, Ø. (2009): "Critical chloride content in reinforced concrete. A review". *Cement and Concrete Research*, 39, 1122-1138.
- ANN, K.Y. y SONG, H. (2007): "Chloride threshold level for corrosion of steel in concrete". *Corrosion Science*, 49, 4113-4133.
- APERADOR, W., MEJÍA DE GUTIERREZ, R. y BASTIDAS, D.M. (2009): "Steel corrosion behaviour in carbonated alkali-activated slag concrete". *Corrosion Science* 51, 2027-2033.
- ARCELOR MITTAL (2000): *El acero inoxidable en la construcción*. Paris: ArcelorMittal y Building & Construction Support (BCS).
- ASTM (1999): *C876 Standard test method for half-cell potentials of uncoated reinforcing steel in concrete*. Filadelfia, P.A. EEUU: American Society for Testing and Materials.
- ASTM (2009 a): *G61-86 Standard Test Method for Conducting Cyclic Potentiodynamic Polarization Measurements for Localized Corrosion Susceptibility of Iron-, Nickel-, or Cobalt-Based Alloys*. Filadelfia, P.A. EEUU: American Society for Testing and Materials.
- ASTM (2009 b): *A955/A955M-09 Standard specification for deformed and plain stainless-steel bars for concrete reinforcement*. Filadelfia, P.A. EEUU: American Society for Testing and Materials.
- BABA, H., KODAMA, T. y KATADA, Y. (2002): "Role of nitrogen on the corrosion behaviour of austenitic stainless steels". *Corrosion Science*, 44, 2393-2407.
- BADDOO, N.R. (2008): "Stainless steel in construction: a review of research, applications, challenges and opportunities". *Journal of Constructional Steel Research*, 64, 1199-1206.
- BADJI, R., BOUABDALLAH, M., BACROIX, B., KAHLOUN, CH., BELKESSA, B. y MAZA, H. (2008): "Phase transformation and mechanical behaviour in annealed 2205 duplex stainless steel welds". *Materials Characterization*, 59, 447-453.
- BASTIDAS, D.M., GONZÁLEZ, J.A., FELIU, A., COBO, A. y MIRANDA, J.M. (2007): "A quantitative study of concrete-embedded steel corrosion using potentiostatic pulses". *Corrosion*, 63, 1094-1100.
- BASTIDAS, D.M., COBO, A., OTERO, E., y GONZÁLEZ, J.A. (2008): "Electrochemical rehabilitation methods for reinforced concrete structures: advantages and pitfalls". *Corrosion Engineering, Science and Technology*, 3, Vol. 43, 248-255.
- BAUTISTA, A., BLANCO, G. y VELASCO, F. (2006): "Corrosion behaviour of low-nickel austenitic stainless steel reinforcements: A comparative study in simulated pore solutions". *Cement and Concrete Research*, 36, 1922-1930.
- BAUTISTA, A., BLANCO, G., VELASCO, F., GUTIERREZ, A., PALACÍN, S., SORIANO, L., y TAKENOUTI, H. (2007): "Pasivación de aceros inoxidables dúplex en disoluciones que simulan el hormigón contaminado con cloruros". *Materiales de construcción*, Vol. 57, 288, 17-32.
- BERMÚDEZ, M.A. y ALEJOS, P. (2007): "Permeabilidad a los cloruros del hormigón armado situado en ambiente marino sumergido". *Revista Ingeniería de Construcción*, Vol. 22, Nº 1, 15-22.

BLANCO, G., BAUTISTA, A. y TAKENOUTI, H. (2006): "EIS study of passivation of austenitic and duplex stainless steels reinforcements in simulated pore solutions". *Cement & Concrete Composites*, 28, 212-219.

BONNET, D. y RUBAUD, M. (1976): "Contribution á l'elude du comportement des métaux dans les bétons carbonatés". *Cahiers du Centre Scientifique et Technique Du Batiment*, N° 168. Cahier nº 1371.

BRANSON, D.E. (1977): *Deformation of concrete structures*. Nueva York: Mc Graw Gil.

BRENNERT, S. y EKLUND, G. (1976): "On the mechanism of pitting corrosion of stainless steel in chloride solutions. Initiation". *Scandinavian Journal of Metallurgy*, Vol. 5, Issue 1, 16-20.

BRITISH STANDARDS INSTITUTE (1986): *BS 6744:1986: Specification for austenitic stainless steel bars for the reinforcement of concrete*. Londres: British Standards Institution.

BRITISH STANDARDS INSTITUTE (2009): *BS 6744:2001+A2:2009: Stainless steel bars for the reinforcement and use in concrete*. Londres: British Standards Institution.

CALAVERA RUIZ, J. (1999): *Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón*. Madrid: Intemac.

CALVO BEATO, F. (Dir.) (1999): *Precio de la Construcción Centro '99*. Guadalajara: Colegio Oficial de Aparejadores y Arquitectos Técnicos de Guadalajara. Gabinete Técnico de Publicaciones.

CASTAÑEDA, H., CASTRO, P., GONZÁLEZ, C. y GENESCÁ, J. (1997): "Modelo de difusión de cloruros en las estructuras de hormigón armado expuestas en la Península de Yucatán (México)". *Revista de Metalurgia Madrid*, 33, 387-392.

CASTELLOTE, M. y ANDRADE, C. (2008): "Modelling the carbonation of cementitious matrixes by means of the unreacted-core model, UR-CORE". *Cement and Concrete Research*, 38, 1374-1384.

CASTRO, H., RODRIGUEZ, C., BELZUNCE, F.J. y CANTELI, A.F. (2003): "Mechanical properties and corrosion behaviour of stainless steel reinforcing bars". *Journal of Materials Procesing Technolog*, 143-144, 134-137.

CEB (1998 a): *Ductility of reinforced concrete structures*. Bulletin nº 242. Stuttgart: Comité Euro-International du Béton.

CEB (1998 b): *Strategies for Testing and Assessment of Concrete Structures*. Bulletin nº 243. Stuttgart: Comité Euro-International du Béton.

CEB-FIP (2012): *Model Code 2010. Final draft. Volumen 1*. Bulletin nº 65. Stuttgart: Comité Euro-International du Béton.

COBO, A. y LEÓN, J. (1997): "Ductilidad seccional de las estructuras de hormigón armado cuando se tiene en cuenta el confinamiento y el sobrearmado". *Anales de Ingeniería Mecánica. Revista de la Asociación Española de Ingeniería Mecánica*, nº 2, 97-106.

COBO ESCAMILLA, A. (2001): *Corrosión de armaduras en estructuras de hormigón armado: causas y procedimientos de rehabilitación*. Madrid: Fundación Escuela de la Edificación.

COBO, A., BASTIDAS, D.M., GONZÁLEZ, M.N., MEDINA, E. y BASTIDAS, J.M. (2011): "Ductilidad del acero inoxidable bajo en níquel para estructuras de hormigón armado". *Materiales de Construcción*, Vol. 61, 304, 613-620.

CONCRETE SOCIETY (1998): *Guidance of the use of stainless steel reinforcement*. Londres: Concrete Society, Technical Report 51.

COMISIÓN PERMANENTE DEL HORMIGÓN (2008): *EHE-08 Instrucción de hormigón estructural*. Madrid: Ministerio de Fomento.

COSENZA, E., GRECO, C. y MANFREDI, G. (1993): "The concept of equivalent steel, Ductility – Reinforcement". CEB: *Bulletin n° 218* (163-184). Lausanne: Comité Euro-International du Béton.

COSENZA, E., GRECO, C. y MANFREDI, G. (1998): "An equivalent steel index in the assessment of the ductility performances of the reinforcement". CEB: *Bulletin n° 242, Ductility of Reinforced Concrete Structures* (157-170). Stuttgart: Comité Euro-International du Béton.

CREAZZA, G. y RUSSO, S. (1998): "A new proposal for defining the ductility of concrete reinforcement steels by means of a single parameter". CEB: *Bulletin n° 242, Ductility of Reinforced Concrete Structures* (171-181). Stuttgart: Comité Euro-International du Béton.

CRIADO, M., BASTIDAS, D.M., FAJARDO, S., FERNÁNDEZ-JIMENEZ, A. y BASTIDAS, J.M. (2011): "Corrosion behaviour of a new low-nickel stainless steel embedded in activated fly ash mortars". *Cement & Concrete Composites*, 33, 644-652.

DI CAPRIO, G. (1999): *Los aceros inoxidables: martensíticos, ferríticos, austeníticos, dúplex, endurecidos por precipitación*. GRUPINOX. Barcelona: Inoxcenter S.A. 2ª edición.

FAJARDO, S., BASTIDAS, D.M., CRIADO, M., ROMERO, M. y BASTIDAS, J.M. (2011): "Corrosion behaviour of a low-nickel stainless steel in saturated calcium hydroxide solution". *Construction and Building Materials*, 25, 4190-4196.

FELIU, V., GONZÁLEZ, J.A., ANDRADE, C. y FELIU, S. (1998): "Equivalent circuit for modelling the steel-concrete interface. I. Experimental evidence and theoretical predictions". *Corrosion Science*, 40, 975-993.

FERNÁNDEZ CÁNOVAS, M. (1994): *Patología y terapéutica del hormigón armado*. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

FERNÁNDEZ CÁNOVAS, M. (2006): "Durabilidad del hormigón en ambiente marino". *Cemento hormigón*, 894, 48-60.

FERNÁNDEZ CÁNOVAS, M. (2007): *Hormigón*. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

FLAGA, K. (2000): "Advances in materials applied in civil engineering". *Rev. Journal of Materials Processing Technology*, 106, 173-183.

GÁLLIGO ESTÉVEZ, J.M. y RODRÍGUEZ GARCÍA, F. (2003): "Título 3º Propiedades de los Materiales". En GARRIDO HERNÁNDEZ, A. (Coord.) (2003): *La EHE explicada por sus autores*. (49-66) Madrid: LEYNFOR Siglo XXI.

GARCÍA-ALONSO, M.C., ESCUDERO, M.L., MIRANDA, J.M., VEGA, M.I., CAPILLA, F. CORREIA, M.J., SALTA, M., BENNANI, A. y GONZÁLEZ, J.A. (2007 a): "Corrosion behaviour of new stainless steels reinforcing bars embedded in concrete". *Cement and Concrete Research*, 37, 1463-1471.

GARCÍA-ALONSO, M.C., GONZÁLEZ, J.A., MIRANDA, J., ESCUDERO, M.L., CORREIA, M.J., SALTA, M. y BENNANI, A. (2007 b): "Corrosion behaviour of innovative stainless steels in mortar". *Cement and Concrete Research*, 37, 1562-1569.

GARDNER, L. y BADDOO, N.R. (2006a): "Fire testing and design of stainless steel structures". *Journal of Constructional Steel Research*, 62, 532-543.

GARDNER, L., TALJA, A. y BADDOO, N.R. (2006b): "Structural design of high-strength austenitic stainless steel". *Thin-walled structures*, 44, 517-528.

GARDNER, L. (2008): "Advances in the structural use of the stainless steel". 6<sup>th</sup> European Stainless Steel Conference. Junio de 2008 (343-348). Helsinki.

GARDNER, L., INSAUSTI, A., NG, K.T. y ASHRAF, M. (2010): "Elevated temperature material properties of stainless steel alloys". *Journal of Constructional Steel Research*, 66, 634-647.

GEDGE, G. (2000): *Structural properties of stainless steel rebar*. Symposium "Structural applications of stainless steel in building and architecture". EUROINOX. Septiembre 2000, Bruselas. ([www.euro-inox.org](http://www.euro-inox.org)).

GEDGE, G. (2003): "Rationale for using stainless steel reinforcement in the UK construction industry". International Stainless Steel Forum 7, Diciembre de 2003, Berlín.

GEDGE, G. (2008): "Structural uses of stainless steel- buildings and civil engineering". *Rev. Journal of Constructional Steel Research*, 64, 1194-1198.

GEHO-CEB (1995): *Código Modelo CEB-FIP 1990*. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

GJORV, O.E. (1982): "Steel corrosion in reinforced and prestressed concrete structures". *Nordisk Betong*, nº 2-4, (147-151).

GONZÁLEZ, J. A. y ANDRADE, C. (1982): "Effect of carbonation, chlorides and relative ambient humidity on the corrosion of galvanized rebars embedded in concrete". *British Corrosion Journal*, vol. 17, Nº 1, 21-28.

GONZÁLEZ, J.A., ANDRADE, C. y ESCUDERO, M.L. (1984): "Corrosión de las armaduras por carbonatación del hormigón". *Rev. Iberoamericana de corrosión y protección*, 15 (4), 11-19.

GONZÁLEZ FERNÁNDEZ, J.A. (1989): *Control de la corrosión. Estudio y medida por técnicas electroquímicas*. Madrid: CSIC.

GONZÁLEZ, J.A., COBO, A., GONZÁLEZ, M.N. y FELIU, S. (2001): "On-site determination of corrosion rate in reinforced concrete structures by use of galvanostatic pulses". *Corrosion Science*, 43, 611-625.

GONZÁLEZ, J.A. y MIRANDA, J.M. (2004): "Consideraciones sobre los posibles mecanismos de corrosión de las estructuras de hormigón armado y sobre los factores que controlan su cinética". *Revista de Metalurgia*, 40, 89-100.

GONZÁLEZ, J.A. y MIRANDA, J. (2007): *Corrosión en las estructuras de hormigón armado: Fundamentos, medida, diagnóstico y prevención*. Madrid: CSIC.

GRUPO ESPAÑOL DEL HORMIGÓN, GEHO (1993): "Durabilidad de estructuras de hormigón". *Guía de diseño CEB*, Boletín nº 12, Cap. VI, 45-57.

GU, P., ELLIOTT, S., BEAUDOIN, J.J. y ARSENAULT, B. (1996): "Corrosion resistance of stainless steel in chloride contaminated concrete". *Cement and Concrete Research*, Vol. 26, Nº 8, 1151-1156.

HIDALGO, P.J. (1985): "Resistencia a la corrosión de los aceros inoxidables soldados. I Parte. Aspectos generales de la corrosión de los aceros inoxidables". *Revista Soldadura*, 15 (3) 129-145.

HIGHWAYS AGENCY (2002): *Design Manual for Roads and Bridge. Volume 1. Section 3. Part 15: BA 84/02 Use of Stainless Steel Reinforcement in Highway Structures*. Londres: Highways Agency.

HOUSKA, C. y COCHRANE, D.J. (2001): *Timeless stainless architecture*. Toronto: Nickel Development Institute.

INTERNATIONAL IRON AND STEEL INSTITUTE (2004): Annual Conference of International Stainless Steel Forum in Seoul. Publicado en "Stainless Steel growth to continue", Mayo 2004. ([www.newmaterials.com](http://www.newmaterials.com)).

KNUDSEN, A. y SKOYSGAARD, A. (2001): "Stainless steel reinforcement". *Concrete Engineering International*, 3, Vol. 5, 59-62.

LANNEGRAND, R., RAMOS, G. y TALERO, R. (2001): "Estado del conocimiento sobre la sal de Friedel". *Materiales de Construcción*, Vol. 51, Nº 262, 63-70.

LEONHARDT, F. (1985): *Estructuras de hormigón armado. Tomo IV. Verificación de la capacidad de uso*. Buenos Aires: El Ateneo.

LI, C.Q. (2004): "Reliability based service life prediction of corrosion affected concrete structures". *ASCE Journal Structural Engineering*, 130 (10), 1570-1577.

LO, K.H., SHEK, C.H. y LAI, J.K.L. (2009): "Recent developments in stainless steels". *Materials Science and Engineering R*, 65, 39-104.

MARTINEZ CALZÓN, J. (1972): *Comportamiento y cálculo anelástico de las estructuras hiperestáticas de hormigón armado y pretensado*. Madrid: Monografía del Patronato de Investigación Científica y Técnica "Juan de la Cierva" del Consejo Superior de Investigaciones Científicas.

MEIRA, G.R., PADARATZ, I.J., ALONSO, C. y ANDRADE, C. (2002): "Efecto de la distancia al mar en la agresividad por cloruros en estructuras de hormigón en la costa brasileña". *Materiales de Construcción*, Vol. 53, Nº 271-272, 179-188.

MEIRA, G.R., ANDRADE, C., PADARATZ, I.J., ALONSO, C. y BORBA Jr. J.C. (2007): "Chloride penetration into concrete structures in the marine atmosphere zone. Relationship between deposition of chlorides on the wet candle and chlorides accumulated into concrete". *Cement and Concrete Composites*, 29, 667-676.

MIRANDA, J.M, COBO, A., OTERO, E. y GONZÁLEZ, J.A. (2007): "Limitations and advantages of electrochemical chloride removal in corroded reinforced concrete structures". *Cement and Concrete Research*, 37, 596-603.

MORENO, E., COBO, A. y FERNÁNDEZ CÁNOVAS, M. (2007): "Ductilidad del acero de armar con diferentes grados de corrosión, aplicando el criterio de acero equivalente". *Materiales de Construcción*, Vol. 57, Nº 286, 5-18.

NÜRNBERGER, U. (2005): "Stainless steel reinforcement. A survey". *Otto-Graf-Journal*, 16, 111-138.

ORTEGA, H. (1998): *Estudio experimental de la influencia del tipo de acero en la capacidad de redistribución en losas de hormigón armado*. Tesis Doctoral. Madrid: E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid.

OTERO, E. (1997): *Corrosión y degradación de materiales*. Madrid: Editorial Síntesis S.A.

OTIENO, M.B., ALEXANDER, M. y BEUSHAUSEN, H.D. (Comp.) (2010): *Transport mechanisms in concrete. Corrosion of steel in concrete. Assessment of corrosion*. Ciudad del Cabo: Concrete Materials and Structural Integrity Research Group.

OTIENO, M.B., BEUSHAUSEN, H.D. y ALEXANDER, M.G. (2011): "Modeling corrosion propagation in reinforced concrete structures. A critical review". *Cement and Concrete Composites*, 33, 240-245.

PAJARI, M. (2011): *Design with stainless steel rebars applying Eurocode 2*. Research Report Nº VTT-S-06464-11. VTT Expert Services Ltd.

PAREDES, E.C., BAUTISTA, A., ALVAREZ, S.M. y VELASCO, F. (2012): "Influence of the forming process of corrugated stainless steels on their corrosion behaviour in simulated pore solutions". *Corrosion Science*, 58, 52-61.

PAWEL, S.J., STANSBURY, E.E. y LUNDIN, C.D. (1989): "Role of Nitrogen in the Pitting Resistance of Cast Duplex CF-Type Stainless Steels". *Corrosion*, Vol 45, Nº 2, 125-136.

PEREZ-QUIROZ, J.T., TERÁN, J., HERRERA, M.J., MARTÍNEZ, M., y GENESCA, J. (2008): "Assessment of stainless steel reinforcement for concrete structures rehabilitation". *Journal of Constructional Steel Research*, doi: 10.1016/j.jcsr.2008.07.024.

POURBAIX, M. (1966): *Atlas of Electrochemical Equilibria in Aqueous Solutions*. Oxford: Pergamon Press Ltd.

PRUCKNER, F. y GJÖRV, O.E. (2004): "Effect of CaCl<sub>2</sub> and NaCl additions on concrete corrosivity". *Cement and Concrete Research*, 34, 1209-1217.



QIAN, S., QU, D., y COATES, G. (2006): "Galvanic coupling between carbon steel and stainless steel reinforcements". *Canadian Metallurgical Quarterly*, 4, Vol. 45, 475-484.

RAMBERG, W., OSGOOD, R. (1943): *Description of stress-strain curves by three parameters*. National Advisory Committee for Aeronautics, NACA Technical Note 902.

RANDLES, J.E.B. (1947): "Surface tension of dilute acid solutions". *Discussion Faraday Society*, Vol. 1, 11-19.

REAL, E. y MIRAMBELL, E. (2005): "Flexural behaviour of stainless steel beams". *Engineering Structures*, 27, 1465-1475.

REAL, E., RODRIGUEZ, C., BELZUNCE, F.J. y CANTELI, A.F. (2008): "Comportamiento a fatiga de armaduras de refuerzo de acero inoxidable dúplex sometidas a shot-peening". *Anales de Mecánica de la Fractura*, Nº 25, Vol. 1, 367-372.

RONDELLI, G., VICENTINI, B. Y CIGADA, A. (1995): "Influence of nitrogen and manganese on localized Corrosion behaviour of stainless steels in chloride environments". *Materials and Corrosion*, 46, 628-632.

SAEKI, N., TAKADA, N. y FUJITA, Y. (1984): "Influence of carbonation and sea water on corrosion of steel in concrete". *Transport Japanese Concrete Institute*, 6, 155-162.

SATO, N. (1981): *8th Int. Cong. Met. Corros.*, Mainz (Alemania), Proc., vol. III, p. 2053.

SCHIESSI, P. y RAUPACH, M. (1997): "Laboratory studies and calculations on the influence of crack width on chloride induced corrosion of steel in concrete". *ACI Materials Journal*, 94 (nº1), 56-62.

SCHNELL, R.E. y BERGMANN, P.E. (2004): *Extending the life of concrete structures with solid stainless steel reinforcing bar*. New York City Engineering Conference, Abril, Nueva York.

SMITH, F.N. y TULLMIN, M. (1999): "Using stainless steel as long-lasting rebar material". *Materials Performance*, Vol. 38, Nº 5, 72-76.

SMITH, F.N. y ENG, P. (2008): *Stainless Steel Reinforcement for Concrete Construction*. 12<sup>th</sup> Middle East Corrosion Conference and Exhibition, Febrero, Bahrain.

SÖYLEV, T.A., RICHARDSON, M.G. (2008): "Corrosion inhibitors for steel in concrete: State-of-the-art report". *Construction and Building Materials*, 22, 609-622.

STEEL CONSTRUCTION INSTITUTE (2006): *Manual de diseño para acero inoxidable estructural*. Euro Inox. 3ª Edición.

STERN, M. y GEARY, A.L. (1957): "Electrochemical polarization: I. A theoretical analysis of the shape of polarization curves". *Journal of Electrochemical Society*, Vol.104, Nº 1, 56-63.

SUGIMOTO, K. Y SAWADA, Y. (1977): "The role of molybdenum additions to austenitic stainless steels in the inhibition of pitting in acid chloride solutions". *Corrosion Science*, 17, 425-445.

SZKLARSKA-SMIALOWSKA, Z. (2002): "Mechanism of pit nucleation by electrical breakdown of the passive film". *Corrosion Science*, 44, 1143-1149.

TUUTTI, K. (1982): *Corrosion of steel in concrete*. Tesis Doctoral, Swedish Cement and Concrete R.I., en "Manual: Inspección de obras dañadas por corrosión de armaduras" de C. Andrade y S. Feliú, CSIC. Madrid (1989), pp.19.

VAL, D.V., STEWART, M.G. (2003): "Life-cycle cost analysis of reinforced concrete structures in marine environments". *Structural Safety*, 25, 343-362.

VEDALAKSHMI, R., BALAMURUGAN, L., SARASWATHY, V. KIM, S.H. y ANN, K.Y. (2010): "Reliability of galvanostatic pulse technique in assessing the corrosion rate of rebar in concrete structures: laboratory vs field studies". *KSCE Journal of Civil Engineering*, 14 (6), 867-877.

WISS, JANNEY, ELSTNER ASSOCIATES, INC. (2006): *Corrosion resistance of alternative reinforcing bars: an accelerated test*. Final Report WJW N° 2006.0773. Illinois, EEUU.